

7
2e



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**

**ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS Y DE
SOCAVACION EN VIAS TERRESTRES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

I. TOMAS JOSE CORTES RAMIREZ

México, D. F.

1988

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION	7
CAPITULO I	
ESTRUCTURACION GENERAL DE LA CONFIGURACION TOPOHIDRAULICA	
I.1 Configuración Topográfica	11
I.2 Eje de trazo de la vía terrestre	11
I.3 Poligonales auxiliares o de apoyo	13
I.4 Perfiles de topografía	15
I.5 Perfiles auxiliares de topografía	16
I.6 Secciones transversales al eje de trazo	17
I.7 Monumentos de concreto	18
I.8 Nivelación del fondo del río	18
I.9 Secciones hidráulicas	20
CAPITULO II	
ESTUDIO TOPOHIDRAULICO	
II.1 Definición de estudio topohidráulico.	37
II.2 Planta general	38
II.3 Planta detallada	39
II.4 Perfil de construcción.	40
II.5 Perfil detallado	41
II.6 Plano de pendiente y secciones hidráulicas	41
II.7 Croquis de puentes cercanos	42
II.8 Croquis de localización	43
II.9 Informes	43

CAPITULO III

ESTUDIOS DE SOCAVACION

III.1 GENERALIDADES	53
III.2 Tipos de socavación	53
III.3 Socavación general y método de cálculo	57
III.4 Socavación local en pilas y métodos de cálculo	74
III.5 Socavación al pie de estribos y método de cálculo	89
III.6 Protección contra la socavación local al pie de pilas y estri- bos	91
Conclusiones	98
Bibliografía	100

INTRODUCCION

El tema estudio Topohidráulico y de Socavación en Vías Terrestres, que se presenta en este trabajo corresponde a una de las tantas ramas en que se divide la Ingeniería Hidráulica y que aún, no ha sido manifestado como tal dentro de la docencia. Sin embargo, en ciertas Dependencias Gubernamentales como la S.C.T., S.A.R.H., etc., realizan constantemente dichos estudios, constituyendo un elemento de apoyo básico en sus recomendaciones para el proyecto hidráulico, en cuanto a obras de drenaje se refiere. Por lo anterior, el objetivo de este trabajo es el de ser una guía a quienes tengan la necesidad de llevar a cabo el proyecto de una obra de drenaje desde el punto de vista hidráulico.

Las vías terrestres constituyen hoy en día, como lo fue en la antigüedad, un factor de suma importancia en el progreso de los pueblos, ya que por medio de ellas es posible hacer llegar o transportar mercancías, personas e ideas, que contribuyen en forma determinante en el desarrollo tanto económico, como cultural, y social etc., de cualquier país. De aquí la importancia fundamental de contar con caminos que permitan integrar al país en su totalidad en la vida productiva.

Es importante destacar que cualquier país que no cuenta con una infraestructura de transporte adecuada no podrá desarrollarse totalmente económica, social y culturalmente.

Una estructura auxiliar de las vías terrestres sin la cual, estos no podrían cumplir la función para la que son proyectadas la constituyen los puentes, - viaductos y alcantarillas que se utilizan para cruzar las corrientes de agua o depresiones topográficas, que de otra manera harían imposible o muy deficiente el proyecto de una vía de comunicación. Dada la importancia que reviste para las carreteras y ferrocarriles el estudio de estas obras, en este trabajo se tratará un aspecto que resulta fundamental para su proyecto. Este aspecto lo constituye la hidráulica de las obras, para que estas sean capaces de drenar los gastos máximos que escurran por las corrientes naturales sin que lleguen a destruirlas o dañarlas en grado tal que impidan la circulación de los vehículos de transporte, lo que ocasiona daños materiales y -- económicos, en algunas ocasiones de gran cuantía.

Los temas que en seguida se analizan están pues, dedicados a tan importante - actividad dentro del marco del estudio, proyecto y construcción de los puentes, pero antes se describe en forma breve la información contenida en los mismos.

CAPITULO I

En este capítulo se describe el procedimiento general del levantamiento de un estudio topohidráulico; esta información fue obtenida de personas con experiencias en este tipo de estudios, ya que no se cuenta con bibliografías al respecto. Por lo tanto, los elementos geométricos que constituyen la estructura topohidráulica son: el eje de la vía terrestre, poligonales auxiliares o de apoyo, perfiles, etc. Todos ellos conforman el prototipo del levantamiento topohidráulico para cualquier cruce de la vía terrestre con una corriente ya sea ésta natural o artificial; de dicho modelo o prototipo se obtienen los datos necesarios de elevaciones del terreno que servirán para dibujar los planos topográficos e hidráulicos.

CAPITULO II

En este capítulo se describe el objetivo de cada uno de los elementos del estudio topohidráulico obtenido en gabinete mediante la información descrita en el capítulo I; estos elementos son los planos siguientes: planta topográfica general, planta topográfica detallada, perfil de construcción, perfil detallado, plano de pendiente y secciones hidráulicas, etc.; todos ellos se emplean de una u otra forma en la realización del proyecto hidráulico de la obra de drenaje.

CAPITULO III

En este capítulo se trata del estudio de socavación en obras de drenaje en vías terrestres; en éste se explica la naturaleza del fenómeno y los dife-

rentes tipos de socavación que se presentan en los cruces, en función de los siguientes factores; comportamiento hidráulico, viscosidad y los estrechamientos constituidos por los terraplenes de acceso, pilas y estribos. Los diferentes tipos de socavación causan una degradación de una u otra forma en el fondo del cauce en la sección en estudio al paso de una creciente y para cuantificar esta degradación, ya sea en material cohesivo o granular, se cuenta con métodos específicos, que requieren para su aplicación de datos como las características físicas del flujo y del material de la sección en análisis. Una vez conocida la magnitud de la socavación, la profundidad de desplante de la estructura deberá quedar por abajo de ella para evitar su falla, y en puentes ya construidos se dan las recomendaciones para contrarrestar este fenómeno al pie de las pilas y estribos, etc.; así como para encauzar el flujo, cuando sea necesario.

CAPITULO I

ESTRUCTURACION GENERAL DE LA CONFIGURACION TOPOHIDRAULICA

I.1 CONFIGURACION TOPOGRAFICA

Para los fines de este trabajo, se supondrá que el cruce ya ha quedado definido y se entenderá como tal, la intersección del eje del camino en proyecto con un cuerpo de agua. La configuración topográfica del sitio de cruce deberá cubrir el área necesaria para establecer el funcionamiento hidráulico del escurrimiento y para conocer las características topográficas de la zona, por lo que su amplitud variará en cada caso.

La configuración topográfica es la representación del terreno en sus tres dimensiones dibujadas en un plano, con base en curvas de nivel. Esta configuración se apoya en el levantamiento de los elementos geométricos que conforman el esquema y con ella queda definida la estructura topográfica en sí, la que se utiliza como un modelo a escala. Los elementos geométricos más importantes de una configuración topográfica son los que a continuación se enlistan, según su orden de realización.

- Eje de trazo de la vía terrestre
- Poligonales auxiliares o de apoyo
- Perfiles de topografía
- Perfiles auxiliares de topografía
- Secciones transversales al eje del trazo
- Monumentos de concreto
- Nivelación de la pendiente del fondo del río
- Secciones hidráulicas.

I.2 EJE DE TRAZO DE LA VIA TERRESTRE

El eje de trazo sirve de apoyo a la configuración topográfica y su trayectoria puede seguir una tangente una curva o ser una combinación de ambas, lo que dependerá principalmente de la ubicación geográfica del sitio en estudio, que a su --

vez queda condicionada por los aspectos técnicos, políticos y económicos de la región. Estos aspectos definen también el esviamiento del eje de trazo en relación al sentido del escurrimiento, el cual se define como el ángulo formado entre este último y la normal al eje del trazo del lado de aguas arriba, es costumbre apoyar la normal en el punto de intersección de ambas trayectorias y medir el ángulo a partir de ella.

El eje de trazo es obtenido por la brigada de localización de la vía terrestre.

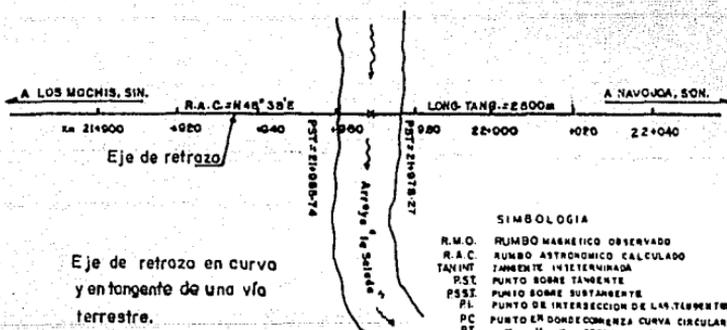
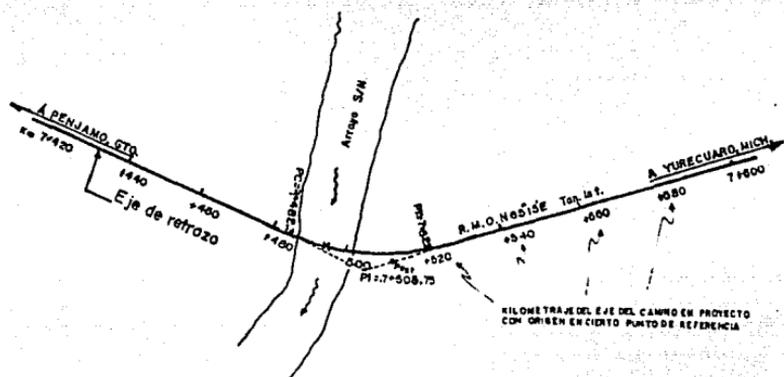
La brigada especializada en la realización de los estudios para puentes deberá efectuar como primer paso de la configuración topográfica el retrazo del eje, para apoyarla y deberá ser realizado con mayor detalle que el utilizado por la brigada de localización en el tramo donde quedará ubicado el futuro puente; para su ejecución deberá contarse con los planos definitivos del trazo realizado por la brigada de localización, en planta y perfil. La longitud del retrazo queda definido por el funcionamiento hidráulico del cruce y por la topografía de la zona, que a su vez condiciona la rasante de proyecto pero, en general, deberá cubrir las zonas donde quedarán ubicados él o los puentes que será necesario construir para resolver el problema hidráulico. Fuera de esta zona podrán utilizarse los datos obtenidos por la brigada de localización.

En el eje de trazo se apoyan las poligonales auxiliares, los monumentos de concreto, etc., utilizando para ello generalmente los pst y para el caso de puentes en curva los psst.

En la fig. 1 se muestra dos ejes de trazo, uno en tangente y otro en curva.

1.3 POLIGONALES AUXILIARES O DE APOYO

Ya realizado el retrazo de la vía terrestre en estudio, se trazarán las poligonales auxiliares, también conocidas como poligonales de apoyo, que forman parte fundamental en el esquema que conforma la estructura topográfica. La poligonal se apoya sobre cualquier punto del eje del camino en proyecto, según se mencionó anteriormente y siguiendo, de ser posible, la margen del arroyo; el número de poligonales puede variar según las características topográficas e hidráulicas del cruce, generalmente se emplea una sola, aunque en



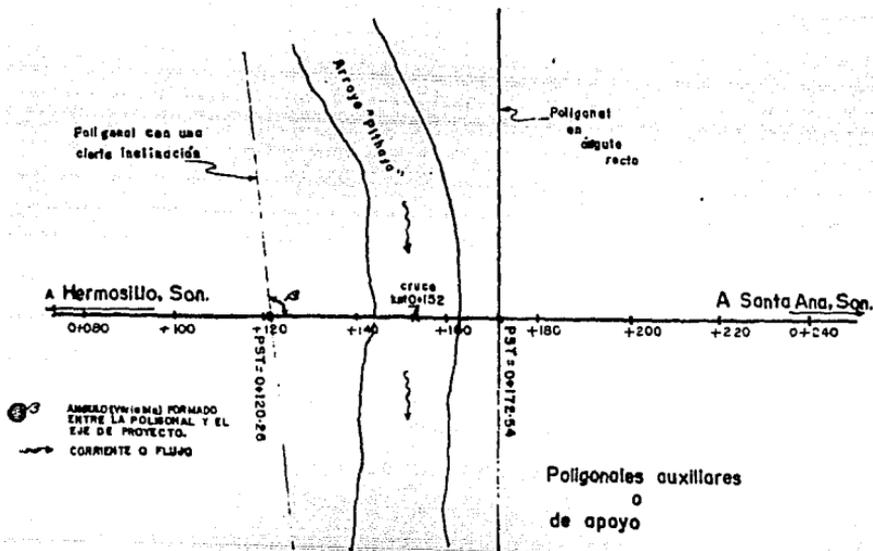
Eje de retrozo en curva
y en tangente de una vía
terrestre.

FIG. N° 1

SIMBOLOGIA

R.M.O.	RUMBO MAGNETICO OBSERVADO
R.A.C.	RUMBO ASTROGNOMICO CALCULADO
TANG. T.	TANGENTE INTERSECCION
PST.	PUNTO SOBRE TANGENTE
PSTI.	PUNTO SOBRE SUSTANTE
PI.	PUNTO DE INTERSECCION DE LAS TANGENTES
PC.	PUNTO EN DONDE COMIENZA CURVA CIRCULAR SIMPLE
PT.	" " " " " " " "
Rm.	KILOMETRO
N	NORTE
E	ESTE
°	GRADOS
'	MINUTO

corrientes importantes pueden utilizarse dos; en casos muy especiales, ríos con zonas de inundación muy amplias, se empleará el número de poligonales - que sea necesario, cuidando que éstas no tengan una separación mayor de 200 m, salvo en corrientes permanentes cuya amplitud obligue a trazarlas más -- separadas; en estos casos es importante que las poligonales sean cerradas, con la finalidad de obtener una topografía más confiable. Las poligonales pueden trazarse formando un ángulo recto o con una cierta inclinación; respecto al eje de trazo y se prolongan en el sentido longitudinal de la -- corriente, tanto hacia aguas arriba como aguas abajo, en la longitud que -- se considere necesaria para que el levantamiento topográfico permita definir el funcionamiento hidráulico de la corriente ver, fig. 2.

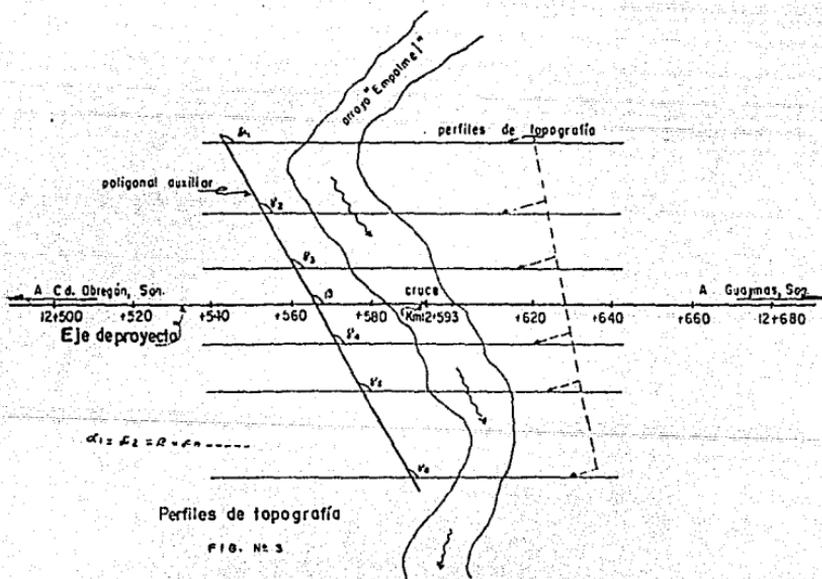


En ellas se apoyan los perfiles de topografía: En la figura se muestra la ubicación de poligonales de apoyo con diferentes inclinaciones.

1.4 PERFILES DE TOPOGRAFIA

Siguiendo la secuencia descriptiva de los elementos geométricos que constituyen el esquema topográfico, se hará la mención de los perfiles de topografía; estos elementos pueden ser perpendiculares o tener una cierta inclinación con respecto a la poligonal de apoyo; su separación depende de las condiciones topográficas del lugar y pueden ser del orden de los 10, 20 ó 40 m; la separación más común es la de 20 m, quedando la de 10 m restringida a la zona donde se ubicará el puente; la separación de 40 m se utilizan para terrenos muy planos; su longitud no deberá exceder de 200 m., lo que condiciona la separación de las poligonales auxiliares, según se explicó en el inciso 1.3.

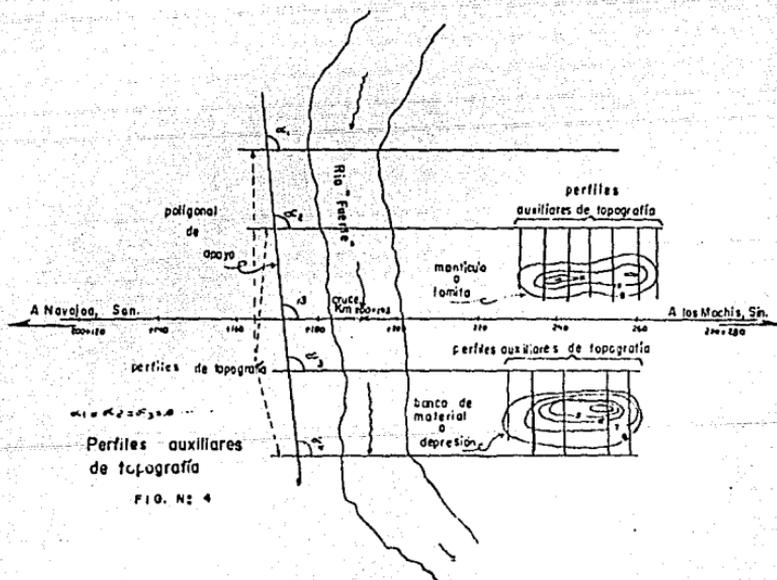
Los perfiles son los elementos que permiten obtener la información necesaria -- del levantamiento, es decir las cotas del terreno en los diferentes puntos, que al ser vaciados en el plano permitan obtener la configuración topográfica, a la escala más conveniente, ver fig. 3.



I.5 PERFILES AUXILIARES DE TOPOGRAFIA

Los perfiles auxiliares de topografía, podría decirse que forman la última componente geométrica en la estructuración de la configuración topográfica; su empleo no es muy frecuente, ya que sólo se utilizan para levantar detalles intermedios entre los perfiles de topografía, como son, montículos, depresiones, etc.

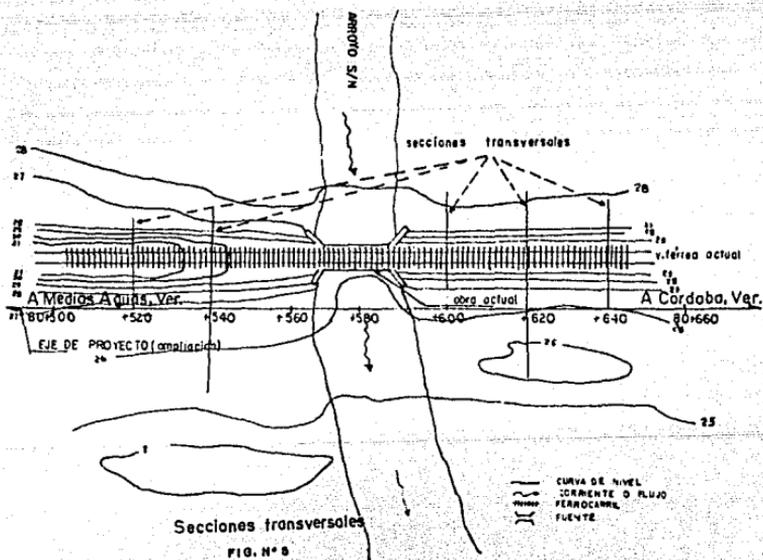
Los perfiles auxiliares tienen longitudes no mayores de 20 m y regularmente se trazan perpendiculares a los perfiles de topografía; su ubicación queda sujeta a la localización del accidente topográfico que se quiere levantar, ver fig. 4.



I.6 SECCIONES TRANSVERSALES AL EJE DEL TRAZO

Las secciones transversales en la configuración topográfica, se trazan sobre el eje de trazo de la vía terrestre formando ángulo recto regularmente, y -- las ubicaciones se hacen a cada 20 m. Estos elementos se utilizan para los casos siguientes, por ejemplo: para obtener la configuración de las terrazas de acceso, ya sea que se trate de un puente nuevo o de una ampliación.

Las secciones transversales se ilustran en la fig. 5 para el caso de una -- ampliación.



I.7 MONUMENTOS DE CONCRETO

Los monumentos de concreto, dentro de la configuración topográfica, constituyen un elemento de referencia, cuya importancia radica en servir para el retrazo futuro del eje de la vía terrestre, en el momento de la construcción del puente. Los monumentos, por lo dicho anteriormente, deberán referirse a cualquier punto del eje de proyecto y quedar a una distancia tal - del mismo, que no puedan ser destruidos durante la construcción de la obra y, siempre que sea posible, fuera de la zona de inundación de la corriente o de terrenos de cultivo. La línea de referencia podrá ser normal o inclinada en relación al eje del trazo.

Los monumentos serán de concreto y se construirán 4, de preferencia 2 en cada margen; deberán colocarse colinealmente, por parejas. Sus dimensiones serán aproximadamente las siguientes:

Base mayor de 20 cm.

Base menor cuadrada de 10 cm.

Altura de 30 cm, colocando un clavo al centro.

En su cara superior deberá grabarse el número de monumentos, su situación respecto al cadenamamiento del eje y su distancia al mismo, como se puede observar en la fig. 6.

I.8 NIVELACION DEL FONDO DEL RIO

La nivelación del fondo del cauce tiene como función principal la determinación de la pendiente geométrica e hidráulica de la corriente; aunque su nombre indica que se nivela por el fondo del río, en muchas ocasiones es imposible hacerlo y la nivelación llega a realizarse por la margen. Es conveniente que su origen coincida, de ser posible en la intersección - con el eje de trazo, a partir del cual se nivelará en la dirección del flujo, tanto aguas arriba como aguas abajo del cruce, en una longitud tal

que la pendiente del río quede definida en el tramo donde se ubiquen las secciones hidráulicas, por lo que no existe un criterio definido que permita establecer la longitud de la nivelación, que variaría en cada caso. Habrá ocasiones en que la pendiente sea uniforme en toda la longitud nivelada, pero con mucha frecuencia habrá necesidad de considerar pendientes diferentes en el tramo estudiado, que se utilizarán en el cálculo de las respectivas secciones hidráulicas.

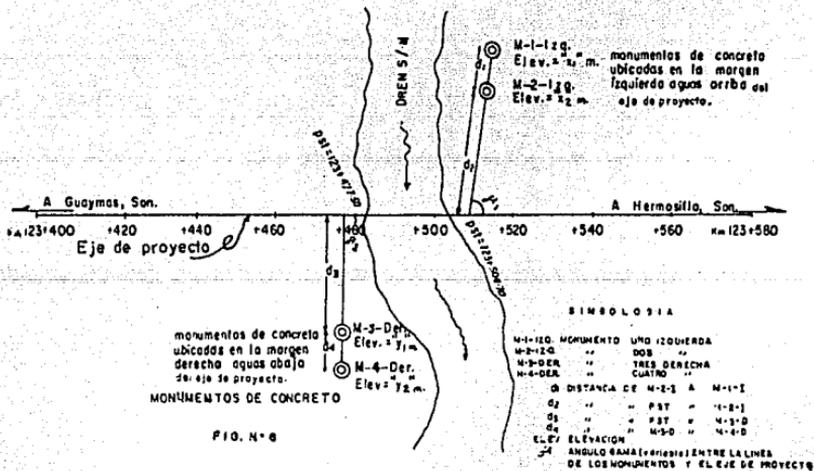


FIG. N.º 6

I.9 SECCIONES HIDRAULICAS

Las secciones hidráulicas en la configuración topohidráulica, ver Fig. 7, son importancia y requisito indispensable en un estudio topohidráulico, para el cálculo del gasto. Siempre que las condiciones topográficas e hidráulicas -- lo permitan se levantarán 3 secciones hidráulica, que deberán ser normales al sentido general del escurrimiento, durante las avenidas máximas. Generalmente se sitúa una sección en el cruce, otra aguas arriba y la tercera aguas abajo; las dos últimas en realidad sirven de comprobación al gasto obtenido con la del cruce, que es la que debe emplearse para el diseño hidráulico. Esta situación sería ideal, aunque en la mayoría de los casos será necesario ubicar las secciones en otros lugares, por lo que en seguida se expondrá:

El gasto se calcula utilizando el método de sección y pendiente que fue establecido para el flujo uniforme permanente, que ocurre cuando el tirante, el área, la velocidad y el gasto, son constantes a lo largo del conducto a través del tiempo. No obstante, en corrientes naturales no es fácil que se presente este tipo de escurrimientos, aunque así se considera para fines de cálculo, en la inteligencia de que los resultados serán poco aproximados, pero generalmente satisfactorios en los problemas prácticos. La expresión que nos relaciona el comportamiento del agua con las características físicas y geométrica del conducto por donde fluye, es del tipo siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} A R_n^{2/3} S^{1/2}$$
, que es la bien conocida fórmula de Manning; por su simplicidad de forma y por haberse encontrado resultados satisfactorios al aplicarla en la práctica, su uso es muy difundido.

Uno de los aspectos que debe cuidarse en la aplicación del método; sobre todo cuando se trata de canales naturales reside particularmente en la determinación del coeficiente "n", conocido como coeficiente de rugosidad de Manning. Es importante indicar que este valor no es el mismo que se emplea para todas las ocasiones y para valuarlo no existe tampoco un método exacto; este valor una vez definido significa estimar la resistencia al escurrimiento, lo cual --

es realmente un problema intangible. Para ingenieros dedicados en esta actividad representa un profundo juicio de ingeniería y experiencia y para los que inician en este campo, puede ser no más de una adivinanza; asimismo diferentes individuos obtendrán resultados variados. Lo dicho anteriormente, el ingeniero hidráulico debe poseer pleno conocimiento de las características fisiográficas, topográficas e hidráulicas de la corriente en estudio, lo que posteriormente equivaldría determinar el coeficiente "n" en gabinete, para el cálculo del gasto hidráulico.

A manera de establecer una idea general en la elección de "n" a continuación se describirán las factores más importantes de tomar en cuenta en la inspección a realizar en campo y que caen dentro de las características fisiográficas, topográficas e hidráulicas de la corriente como antes se dijo:

a) La rugosidad de la superficie es debido al tamaño y de la forma de los granos del material que forman el fondo y márgenes del arroyo o sea el material distribuido sobre el perímetro mojado de la sección hidráulica; en general se puede decir que las partículas finas resultan un valor relativamente bajo de "n" y los gruesos dan lugar, un valor grande de "n".

b) La vegetación reduce en marcada forma la capacidad de la sección hidráulica del arroyo y además retarda en forma considerable el desplazamiento del flujo; su efecto depende principalmente de su altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.

c) Irregularidad del canal comprende las irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal del río, también toma en cuenta la forma del arroyo a lo largo de su desarrollo; estas irregularidades pueden ser barras de arena, ondas arenosas, promontorios y depresiones, hoyos y relieves, los cuales introducen valores adicionales a los causados por la rugosidad de la superficie y otros.

d) Tamaño y forma del canal. El aumento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir n , dependiendo de las condiciones topográficas de la corriente natural.

e) Nivel y caudal. El valor de " n " en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el tirante y el caudal; cuando el agua está baja, las irregularidades del fondo del canal están expuestas y sus efectos se hacen más pronunciadas. Sin embargo, el valor de " n " puede ser grande para niveles altos si los bancos son rugosos y con mucha vegetación.

A manera de corroborar con los conceptos de los incisos mencionados y para facilitar un poco más la elección de " n " en la tabla A-D se describen estos valores; también se proporciona al final de este subcapítulo las fotografías de los canales típicos que se puedan presentar en la práctica, asociados a un cierto valor de " n " para cada canal según las apariencias mostradas.

El gasto hidráulico obtenido con el método de Sección y Pendiente deberá -- ser cotejado necesariamente con el resultado de un estudio hidrológico, puesto que el estudio hidráulico no siempre resulta confiable, ya que este depende básicamente de información de niveles de agua de las crecientes máximas, recabados en el lugar y estos no siempre resultan ser fidedignos. Es importante aclarar que el estudio hidrológico no queda comprendido en este trabajo por lo que solo se mencionará en forma breve.

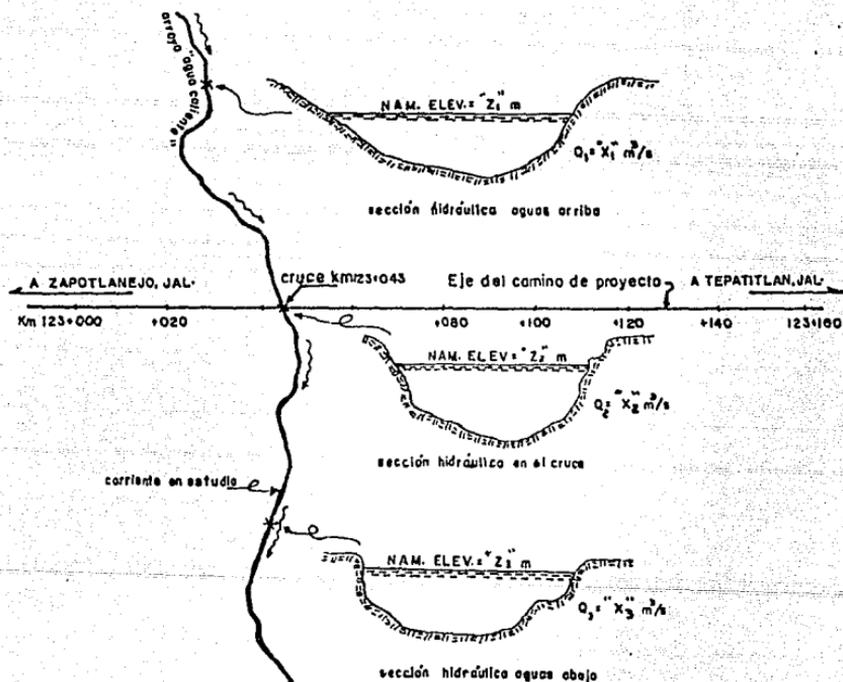
La hidrología, al desarrollarse como ciencia, ha permitido la aparición de ciertos métodos con los cuales el ingeniero proyectista cuantifica los escurrimientos que pueden presentarse en una corriente natural; dichos métodos se basan en ciertos principios e hipótesis relativos a los factores -- que intervienen en el proceso precipitación-escurrimiento como son las -- características fisiográficas y climatológicas de la cuenca. Para conocer la información climatológica se puede recurrir a diversas dependencias del Gobierno Federal, como son: la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad y la Comisión Internacional de Límites y Aguas, que cuentan en conjunto con aproximadamente 2000 estaciones climatológicas; éstas no son suficientes para cubrir con la densidad -- requerida una superficie de $1,972\ 547\ \text{km}^2$ que constituye la República Mexicana; con la escasez de éstas se desconocen en gran medida las características de las lluvias en algunas zonas. Las estaciones también están mal -- distribuidas y muchas tienen poco tiempo en operación.

Dado el complejo relieve y la enorme diversidad de climas que presenta el territorio nacional las características fisiográficas de las cuencas son -- también muy variables. Para determinarlas constituyen un auxiliar valioso las cartas topográficas, de uso del suelo, geológicas, edafológicas, climatológicas que editan la DETENAL y la S.D.N., aunque es conveniente aclarar que esta última dependencia sólo edita cartas topográficas escalas 1:100,000. Lo mencionado anteriormente indica que es necesario contar con un mayor -- número de estaciones climatológicas e hidrométricas, ambas con una mejor -- distribución geográfica. Así mismo es necesario tener en mente que el estudio hidrológico tampoco proporciona un resultado definitivo y confiable, ya que ello dependerá principalmente de la información existente, que como antes se dijo es escasa. Los modelos hidrológicos que relacionan la precipitación con el escurrimiento hacen también una serie de hipótesis, que en muchos casos se alejan de la realidad.

El gasto hidrológico de la corriente en avenidas máximas extraordinarias -- está asociado a un período de retorno, mismo que se determina en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se pueda aceptar de que la -- obra falle, el cual es a su vez función de la importancia de ésta, de los daños que ocasionaría su falla y del costo de las reparaciones o de su --

reconstrucción parcial o total. Si el valor del gasto que se adopte para el proyecto es excesivo, aumenta el costo inicial, y si es escaso aumenta el costo de las reparaciones ó reconstrucciones.

En resumen, el gasto de diseño para la estructura de drenaje será elegido con base en la confiabilidad de la información que se obtenga para ambos estudios, topohidráulico e hidrológico, en cada caso particular. Lo anterior garantizará en gran medida un funcionamiento hidráulico satisfactorio durante la vida útil de la obra.



Secciones hidráulicas

FIG. N.º 7

CUADRO A-D Valores del coeficiente de rugosidad n

Los números más gruesos son los valores generalmente recomendados para el diseño.

<i>Tipo de canal y descripción</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Normal</i>	<i>Máximo</i>
A. Conductos cerrados fluyendo parcialmente llenos			
A-1 Metal			
<i>a.</i> Bronce, liso	0.009	0.010	0.013
<i>b.</i> Acero			
1. "Lockbar" y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
<i>c.</i> Acero fundido			
1. Forrado	0.010	0.013	0.014
2. Sin forrar	0.011	0.014	0.016
<i>d.</i> Acero comercial			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
<i>e.</i> Metal corrugado			
1. Drenaje inferior	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de tormenta	0.021	0.024	0.030
A-2 No metal			
<i>a.</i> Lucita	0.008	0.009	0.010
<i>b.</i> Vidrio	0.009	0.010	0.013
<i>c.</i> Cemento			
1. Pulido de superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<i>d.</i> Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de desperdicios	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con codos, conexiones y agunos desperdicios	0.011	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Cloaca con válvulas, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin terminar, con encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin terminar, con encofrado pulido de madera	0.012	0.014	0.016
7. Sin terminar, con encofrado común de madera	0.015	0.017	0.020
<i>e.</i> Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
<i>f.</i> Cerámica			
1. Drenaje común de tejas	0.011	0.013	0.017
2. Cloaca vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Cloaca vitrificada con válvulas, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Dren inferior vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
<i>g.</i> Mampostería de ladrillo			
1. Vidriada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
<i>h.</i> Colectores sanitarios revestidos con desechos de aguas negras, con codos y conexiones	0.012	0.013	0.016
<i>i.</i> Solera pavimentada, cloaca de fondo liso	0.016	0.019	0.020
<i>j.</i> Mampostería cepillada, cementada	0.018	0.025	0.030

CUADROA-D Valores del coeficiente de rugosidad n (Continuación)

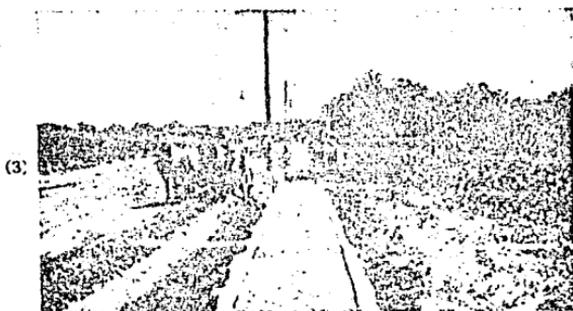
Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o fabricados			
B-1 Metal			
a. Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2 No metal			
a. Cemento			
1. Limpio en la superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Planchas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Revestida con papel impermeable	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
5. Gunita en sección correcta	0.016	0.019	0.023
6. Gunita en sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	
8. Sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con lechada con los costados de			
1. Piedra acomodada en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra volcada en mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra partida cementada y revocada	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra partida cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra partida suelta o riprap	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de grava con costado de			
1. Hormigón encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra volcada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra partida suelta o riprap	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Vidriado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
h. Piedra cortada y acomodada	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	-----	0.500

CUADRO A-D Valores del coeficiente de rugosidad n (Continuación)

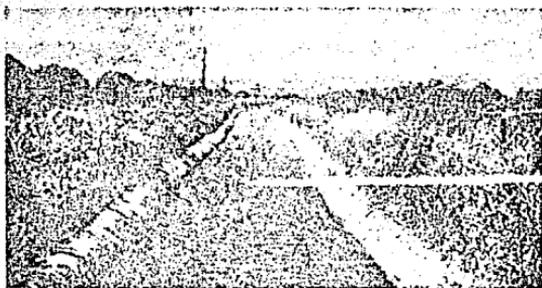
Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, terminado recientemente	0.016	0.018	0.020
2. Limpio con cierto uso	0.018	0.022	0.025
3. Grave, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con musgo corto, poca hierba	0.022	0.027	0.033
b. Tierra, curvo y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Musgo, lagunos pastos	0.025	0.030	0.033
3. Pastos densos o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y costados de piedra partida	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancos con pastos	0.025	0.035	0.040
6. Fondos de cantos rodados y costados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Poco arbustos en los bancos	0.035	0.050	0.060
d. Roca cortada			
1. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050
C. Canales sin mantenimiento, pastos y arbustos sin cortar			
1. Pasto densos, altos como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los lados	0.040	0.050	0.090
3. Igual, al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Cursos naturales			
D-1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 100 ft).			
a. Cursos en planicie			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, nivel inferiores, más pendiente y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
6. Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos.	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150

CUADRO A-D Valores del coeficiente de rugosidad n (Continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
b. Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos.			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicie crecida			
a. Pasturas, sin arbustos			
1. Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
2. Pastos altos	0.030	0.035	0.050
b. Areas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Arbustos medianos a densos en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sauces densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
2. Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
3. Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes.	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3 Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación > 100 ft.) Los valores n son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva			
a. Sección regular sin rocas y arbustos	0.025	-----	0.060
b. Sección irregular y áspera	0.035	-----	0.100



1. $n = 0.012$. Canal revestido con losas de hormigón teniendo juntas de cemento limpias y lisas y una superficie lisa, fretachada a mano y con lechada de cemento sobre la base de hormigón.
2. $n = 0.014$. Canal de hormigón colocado detrás de una plataforma de colocado y alisado.
3. $n = 0.016$. Zanja pequeña revestida en concreto, recta y uniforme, con el fondo ligeramente cóncavo, los lados y fondo cubiertos con un depósito áspero, el cual aumenta el valor de n .



(4)



(5)

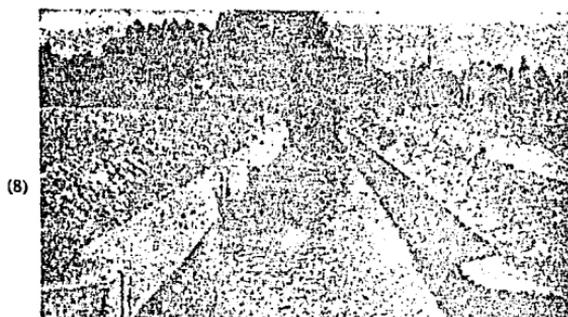


(6)

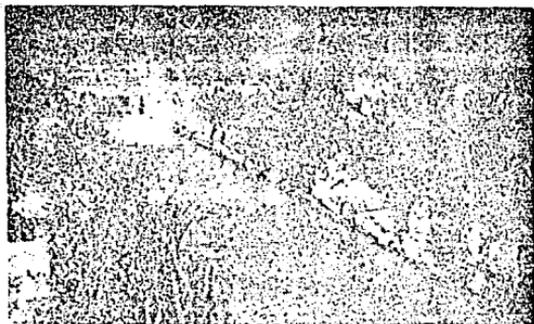
4. $n = 0.018$. Revestimiento con concreto arrojado sin tratamiento de alisado. Superficie cubierta con algas finas y el fondo con dunas de arena arrastradas.

5. $n = 0.018$. Canal de tierra excavado en arcilla limosa, con depósitos de arena limpia en el centro y barro arenoso liso cerca de los lados.

6. $n = 0.020$. Revestimiento en hormigón hecho sobre roca y lava cortadas, en excavación limpia, muy áspera y pozos profundos.



7. $n = 0.020$. Canal de irrigación, recto en arena lisa y apretada fuertemente.
8. $n = 0.022$. Revoque o repello de cemento aplicado directamente a la superficie preparada del canal de tierra. Con pasto en los lugares rotos y arena suelta en el fondo.
9. $n = 0.024$. Canal excavado en arcilla limo arenosa. Lecho parejo y duro.



(10)



(11)



(12)

10. $n = 0.024$. Zanja revestida en ambos lados y en el fondo con piedra partida acomodada en seco.

11. $n = 0.026$. Canal excavado en colina, con la ladera superior cubierta con raíces de sauce y la ladera inferior con muros de hormigón bien ejecutados. Fondo cubierto con grava gruesa.

12. $n = 0.028$. Canal con fondo de aguijarros, donde hay insuficiente sedimento en el agua o velocidad muy alta que impide la formación de un lecho liso y nivelado.

(13)



(14)



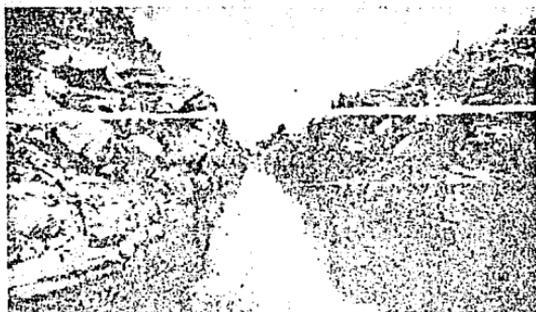
(15)



13. $n = 0.029$. Canal de tierra excavado en suelo arcilloarenoso aluvial, con depósitos de arena en el fondo y crecimiento de pastos.

14. $n = 0.030$. Canal con lecho de guijarros grandes.

15. $n = 0.035$. Canal natural algo irregular en sus pendientes laterales; con fondo algo uniforme limpio y regular; en arcilla arenosa gris clara a limo gredoso de color marrón claro; con poca variación en la sección transversal.



(16)



(17)



(18)

16. $n = 0.040$. Canal en roca excavado con explosivos.

17. $n = 0.040$. Zanja en arcilla y greda arenosa; pendientes laterales, fondo y sección transversal irregulares; pastos en los lados.

18. $n = 0.045$. Canal dragado, pendientes laterales y fondo irregulares, en arcilla negra plástica en la parte superior y en arcilla amarilla en el fondo, los lados cubiertos con pequeños arbolitos y arbustos, variación pequeña y gradual en la sección transversal.



(22)



(23)



(24)

22. $n = 0.110$. Igual que (21), pero con mucho follaje y cubierto alrededor de 40 ft (pies) crecimiento parecido al de la hierba.

23. $n = 0.125$. Canales naturales en crecida en arena fina media a arcilla fina, sin pendientes laterales; fondo adecuadamente parejo y regular con ocasionales hoyas planas; variación en profundidad; maderas prácticamente vírgenes muy poco crecimiento inferior excepto manchas densas ocasionales de ramajes y árboles pequeños, algunos troncos y árboles caídos muertos.

24. $n = 0.150$. Río natural en suelo de arcilla arenosa. Curso muy sinuoso, pendientes laterales irregulares y fondo disparejo. Muchas raíces, árboles y ramas, grandes troncos y otros residuos sobre el fondo. Hay árboles cayendo continuamente dentro del canal debido a la excavación de las riberas.

(19)



(20)



(21)



19. $n = 0.050$. Canal dragado con pendientes laterales y fondo muy irregulares, en arcilla plástica color oscuro, con crecimiento de pastos y musgo. Pequeñas variaciones en la forma de la sección transversal para la variación en tamaño.

20. $n = 0.060$. Zanja en arcilla muy arenosa; lados y fondo irregulares; prácticamente toda la sección llena con árboles de gran tamaño, principalmente sauces y algodoneros. Sección transversal bastante uniforme.

21. $n = 0.080$. Canal dragado en arcilla resbaladiza negra y grúa arcillo-arenosa gris, lados y fondo irregulares cubiertos con crecimiento denso de arbustos de sauces, algunos en el fondo; el resto de ambas laderas cubierto con pastos y crecimiento espaciado de sauces y alamos, sin follaje; algún depósito en el fondo.

CAPITULO II

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

II.1 DEFINICION DE ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

Un estudio de campo, que se requiere para el cruce de una vía de comunicación y una corriente de agua, mismo que servirá para proyectar la estructura necesaria de drenaje así como las obras auxiliares que aseguren un funcionamiento hidráulico adecuado recibe el nombre de: ESTUDIO TOPOHIDRAULICO, el cual deberá contener todos los detalles topográficos de la zona de cruce, así como las características hidráulicas de la corriente en estudio.

El estudio topohidráulico debe contener la siguiente información:

PLANTA GENERAL

PLANTA DETALLADA

PERFIL DE CONSTRUCCION

PERFIL DETALLADO

PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS

CROQUIS DE PUENTES CERCANOS

CROQUIS DE LOCALIZACION

INFORMES

Los planos y datos arriba mencionados, son necesarios para el proyecto de la obra de cruce y cada uno de ellos cumple una función específica, como a continuación se indica:

II.2 PLANTA GENERAL

La topografía contenida en este plano debe abarcar una superficie lo suficientemente amplia de tal manera que permita definir el funcionamiento - - hidráulico de la corriente en el sitio de cruce, por lo que su extensión - será muy diferente en cada caso particular. La topografía general permitirá definir la ubicación y longitud del puente; así como de sus obras auxiliares, de protección y proyectar canalizaciones cuando estas sean necesarias. En seguida se mencionan algunas condiciones que permiten definir la magnitud del levantamiento topográfico:

a).- En planicie costeras, donde la pendiente del cauce es baja, se producen depósitos en el fondo del cauce que van disminuyendo el área hidráulica de la corriente, a tal grado que en épocas de crecientes, ésta resulta insuficiente para conducir el caudal aportado por la cuenca, la que da lugar a desbordamientos e inundaciones de terrenos aledaños al río en estudio.

b).- Las curvas provocan que la corriente de agua, por el efecto de la - - fuerza centrífuga, se concentren en la zona cóncava, dando lugar a corrientes secundarias que provocan socavación en esa zona, y deposite en la parte convexa de la misma. Es necesario definir trayectorias de las líneas - de corriente con el propósito de tomar en cuenta posibles ataques a la estructura que puedan afectar su estabilidad.

c).- Los obstáculos al escurrimiento afectan considerablemente el funcionamiento hidráulico de la corriente, provocando de esta manera inundaciones en las zonas adyacentes, por el remanso que producen. Este fenómeno se -- aprecia más objetivamente en una zona sensiblemente plana en la que existen obstáculos que obliguen a la corriente a cambiar su curso normal, formando nuevos cauces o extensas llanuras de inundación. Un ejemplo de lo - antes mencionado es el estrechamiento que provoca la construcción de un -- puente, o cualquier otra obra transversal a la corriente. En la que es ne

cesario construir terraplenes de acceso en el cauce, que obstaculizan el funcionamiento normal de la corriente produciendo remanso y desbordamientos.

Es conveniente que el plano de la planta general, como el mostrado en el plano No. 1 contenga la siguiente información:

Eje de trazo, nivel de aguas máximas de diseño, sentido de la corriente, longitudes de tangentes, rumbos, datos de curvas del trazo, líneas telegráficas y telefónicas, cercas de alambre o piedra, construcciones alledañas, ubicación y secciones hidráulicas cuando sea posible, ductos, etc.

La planta convendrá dibujarla a escala 1:1000, si la mayor dimensión es del orden de los 500 m y 1:2000 para extensiones mayores, con curvas de nivel a cada m. El dibujo será más preciso si se hace por coordenadas.

II.3 PLANTA DETALLADA

La topografía levantada en la zona donde se ubicará el puente, con curvas de nivel a cada 50 cm, y con la misma precisión que la planta general, es llamada planta detallada, se utiliza para el proyecto estructural de la obra y -- abarca una franja de terreno adyacente al eje de proyecto, con una longitud en el sentido del escurrimiento de 60 m, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del eje de trazo; ésta dimensión se considera mínima; sin embargo, queda a criterio del proyectista prolongarla dependiendo, sobre todo, -- del tipo y dimensiones de la estructura en proyecto.

En el sentido transversal a la corriente, la topografía debe levantarse hasta por lo menos 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño, si se tiene un cauce definido; si se trata de un viaducto en cuyo proyecto el NAME carezca de importancia, la planta detallada deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que formase llanuras de inundación muy amplias, el levantamiento topográfico deberá abarcar la zona que a juicio del ingeniero especializado sea necesaria para alojar las obras de drenaje; un ejemplo de esta planta se muestra en el plano No. 2.

Es conveniente dibujar la planta detallada a escala 1:200, si su extensión es del orden de los 300 m y 1:500 para extensiones mayores; deberán aparecer todos los conceptos indicados en el plano de la planta -- general.

II.4 PERFIL DE CONSTRUCCION

En este plano se dibuja el perfil del terreno natural sobre el eje de -- proyecto de la vía terrestre que se estudia, en un tramo de 250 m por lo menos en cada margen a partir de la intersección del NAME con el terreno natural, que es relativamente grande respecto a la longitud probable del puente; su utilidad principal radica en la utilización que de él -- hace el proyectista de la obra, para definir la rasante de proyecto, -- pudiendo modificar en la zona de cruce la rasante propuesta por el ing -- niero de localización, que generalmente desconoce con precisión la elevación del nivel de aguas máximas de diseño del cruce, también es útil para definir la localización de las obras auxiliares y la longitud de -- las llanuras de inundación cuando son muy amplias o de los posibles cortes ó terraplenes que se requiera para los accesos a la obra en casos -- muy especiales; tampoco logran limitarse dentro del tramo levantado que comprende este plano.

En el plano de perfil de construcción (ver plano No. 3), deben indicarse la existencia de curvas, longitud de tangentes, nivel de rasante, los -- bancos de nivel, la orientación del trazo, la ubicación de los monumentos de concreto y los niveles de aguas máximas de diseño, ordinarios y mínimos.

El perfil de construcción deberá ser levantado con todo detalle por la -- brigada de puentes en la zona donde quedará ubicada la obra en estudio y podrá completarse en el resto de su longitud (la necesaria para definir el funcionamiento hidráulico de la corriente y la rasante de proyecto -- como antes se dijo), con los datos de trazo de la brigada de localiza-- ción.

El plano se acostumbra dibujar a una escala distorsionada, a fin de resaltar las irregularidades del terreno. Son comunes la escala 1:2000 en el sentido horizontal y 1:200 en el vertical.

II.5 PERFIL DETALLADO

Este plano representa el perfil del terreno natural sobre el eje de trazo definitivo; su longitud deberá cubrir la obra u obras de drenaje que vayan a proyectarse, ya que este plano es utilizado para ubicar los sondeos geológicos efectuados en campo, para determinar las características mecánicas del subsuelo y poder dibujar su perfil estratigráfico (ver plano No. 4).

La escala conveniente para este plano es de 1:100 ó 1:200, dependiendo de su longitud, de tal manera que resulte manejable. Deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical. En ríos muy anchos podrá usarse una escala más grande.

II.6 PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS

En este plano se dibujar, el perfil del fondo del cauce de la corriente en estudio y las secciones hidráulicas. La longitud del tramo de pendiente que deberá nivelarse, tanto aguas arriba como aguas abajo del cruce, dependerá de la ubicación de las secciones hidráulicas, las cuales deberán estar en un tramo recto del río, y con pendiente de preferencia uniforme. El perfil del fondo obtenido, en muchas ocasiones distará de ser uniforme y sus variaciones podrán ser considerables; si esto sucede, será necesario obtener en gabinete el perfil medio del fondo del cauce, que representará la pendiente hidráulica y geométrica.

Como se mencionó en el inciso 1.9 del capítulo primero, el estudio hidráulico está basado en la fórmula de Manning que es aplicable al flujo uniforme; en la naturaleza es prácticamente imposible encontrar ríos que tengan este tipo de flujo. Sin embargo, para fines prácticos se supone que la corriente en estudio presenta flujo uniforme, o sea, aquel en que la pendiente del fondo y la del perfil del agua son iguales. En general, al trazar la línea que pasa por los puntos que representan los niveles de aguas máximas se obtienen una paralela a la pendiente media del fondo del cauce. En todo caso, cuando dichas pendientes sean diferentes, la que debe utilizarse en la fórmula de Manning es la pendiente de la superficie libre del agua

La importancia de este plano es fundamental, ya que se utiliza para el cálculo del gasto máximo drenado hasta el sitio de cruce utilizando, como ya se dijo, la expresión de Manning (para tal fin se emplea los formatos de cálculos hidráulicos de las pags. 45 y 46 que son los mismos que utiliza la S.C.T.). El dato de gasto máximo obtenido en cada sección hidráulica podrá ser diferente y, en este caso, el especialista deberá elegir a criterio el más confiable, de acuerdo a la información obtenida en campo. El plano de pendiente y secciones hidráulicas, que se muestra en el plano No. 5, debe contener principalmente la siguiente información: la pendiente geométrica e hidráulica, las secciones hidráulicas y los cálculos hidráulicos. La escala conveniente para el perfil -- del fondo del cauce es 1:1000 en el sentido horizontal y 1:100 en el vertical. Las secciones hidráulicas se dibujan a escalas iguales, generalmente 1:100 ó 1:200.

II.7 CROQUIS DE PUENTES CERCANOS

Es conveniente para un estudio de drenaje contar con toda la información de -- campo que puede ser de utilidad para el diseño de obra de drenaje. Tal es el caso de la existencia de puente cercanos construidos sobre la corriente en estudio, los cuales son verdaderos modelos hidráulicos a escala natural; es conveniente contar con el levantamiento de la estructura sólo cuando se trata de ampliaciones o trazos paralelos cercanos, que se dibuja a una escala conveniente, no distorsionada, por ejemplo, 1:100, proporcionando información acerca de su ubicación. Es fundamental averiguar el comportamiento hidráulico de la obra y antigüedad. Los levantamientos deberán incluir corte transversal y longitudinal y una planta de la obra, según se muestra en la fig. 8, todos ellos con sus respectivas dimensiones claramente definidas y acotadas.

En los puentes que se localicen alejados del cruce bastará con que se proporcione un croquis, donde se indique la longitud total del puente, su distribución en claros y un perfil del terreno en el sitio. Seguirán siendo de fundamental importancia los datos de su comportamiento y antigüedad.

II.8 CROQUIS DE LOCALIZACION

El croquis de localización sirve para proporcionar la ubicación geográfica de la zona donde se ubicará el puente que cubrirá una extensión amplia en la que deben incluirse detalles fácilmente identificables, para referenciar la zona de cruce, tales como ciudades o poblaciones importantes, ranche-- rías, vías de comunicación, ríos o arroyos, etc. Debe también mostrar los caminos de acceso al cruce, incluyendo datos sobre su transitabilidad, sobre todo si se trata de brechas. Este croquis se obtiene ya sea mediante una observación directa de la zona en estudio, o por medio de cartas topográficas o fotografías aéreas; estos últimos permiten tener una idea más clara y precisa de la ubicación del cruce ya que proporcionan una gran cantidad de datos.

Si se pueden dar las coordenadas geográficas (Latitud y longitud), de su localización, el croquis estará mejor referenciado. A manera de ejemplo se indica en la fig. 9 el croquis de localización del cruce Río "Calderón", en el estado de Jalisco, de la vía férrea: Guadalajara - Monterrey.

II.9 INFORMES

Todo cruce que requiera de un estudio topohidráulico, para proyectar una estructura de drenaje, debe contar con información adicional a dicho estudio, con el propósito de efectuar un diseño adecuado; dicha información es recabada en campo y debe ampliar la información contenida en los planos -- del estudio topohidráulico, o proporcionar datos adecuados. Uno de estos informes es el "informe de campo para proyecto de puentes y viaductos", -- del cual se anexa al final de éste subcapítulo el formato utilizado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Adicionalmente a la información contenida en el informe mencionado en el párrafo anterior, es necesario contar con un informe fotográfico, que contenga información ilustrativa de ciertos sitios del cruce, donde se apre--

cien las condiciones y características que sean de utilidad al proyectista, cuando estos no tengan acceso directo al lugar. Estas características serán por ejemplo, detalles que se consideren importantes del terreno, la geometría del cauce, su vegetación, el tipo de suelo superficialmente, etc. - Asimismo, será imprescindible obtener fotografías de estructuras hidráulicas cercanas al cruce ubicadas sobre la misma corriente en estudio, cuando existan. A manera de ejemplo, al final de este subcapítulo, se anexa un informe fotográfico del cruce Río "Mixteco", en el estado de Oaxaca, del camino: Santa María Xochixtlapilco - San Pedro Yodoyuxi, Oax.

Por último se da un informe general en el que se describen en forma detallada los aspectos más importantes que sean útiles al proyectista, principalmente los que no se indican en los planos; asimismo deberá llevar las conclusiones y recomendaciones para el proyecto hidráulico del futuro puente.

El informe debe contemplar, de acuerdo a la importancia de cada corriente - en estudio o problema específico que se tenga, aspectos como los siguientes: datos de localización, nombre del río, nombre del camino, tramo, kilometraje del cruce, origen del mismo y esviamiento del cruce si es el caso. Datos fisiográficos e hidráulicos de la zona en estudio (nacimiento y desembocadura del río, velocidad de diseño, afluentes, islas, lagunas, esteros, cascadas, influencias de mareas, tipo de escurrimiento, zonas de inundación, remanso, socavación, etc.); existencia de puentes cercanos, mencionando el tipo de puentes cercanos, sus dimensiones, estado físico, antigüedad, funcionamiento hidráulico, modificaciones o alteraciones en el mismo. Estructuras de control de la corriente, describiendo sus características más importantes y funcionamiento, influencia hidráulica, fuente de información de niveles máximos alcanzados por el agua, influencia hidráulica en el cruce; descripción de materiales que forman el lecho del cauce y márgenes, materiales de arrastre y cuerpos flotantes, sus llanuras de inundación, tipo de vegetación y uso del suelo.

CALCULOS HIDRAULICOS

(AREAS Y PERIMETROS MOJADOS)

OBRA VIAL _____	
CRUCE _____	ESTACION _____
TRAMO _____	DE Km _____ A Km _____
SUBTRAMO _____	ORIGEN _____
SECCION HIDRAULICA _____	N.A.M.E. _____

TRAMO	CADENA - MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	A R E A S		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m ²)	TOTAL (m ²)	

CALCULO _____	REVISO _____	APROBO _____
FECHA _____	FECHA _____	FECHA _____

CALCULOS HIDRAULICOS

(VELOCIDADES Y GASTOS)

Hoja No. _____ de _____

OBRA VIAL _____		CRUCE _____		ESTACION _____	
TRAMO _____		DE Km. _____		A Km. _____	
SUD-TRAMO _____		ORIGEN _____			

TRAMO	AREA HIDRAULICA $A(m^2)$	PERIMETRO MOJANO $P(m)$	RADIO HIDRAULICO (m)	$R^2/3$	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m^3/s)	FORMULA EMPLEADA $V = \frac{1}{n} \sqrt{R^2/3}$
								SECCION HIDRAULICA _____
								N.A.M.E. _____
								PENDIENTE: $S =$ _____
								$S^{1/2} =$ _____
								VELOCIDAD MEDIA: $Q/A =$ _____ m/s
SUMA								
								SECCION HIDRAULICA _____
								N.A.M.E. _____
								PENDIENTE: $S =$ _____
								$S^{1/2} =$ _____
								VELOCIDAD MEDIA: $Q/A =$ _____ m/s
SUMA								
								SECCION HIDRAULICA _____
								N.A.M.E. _____
								PENDIENTE: $S =$ _____
								$S^{1/2} =$ _____
								VELOCIDAD MEDIA: $Q/A =$ _____ m/s
SUMA								

CALCULO _____	REVISO _____	APROBO _____
FECHA _____	FECHA _____	FECHA _____

INFORME DE CAMPO PARA PROYECTO DE PUENTES Y VIADUCTOS

I. DATOS DE LOCALIZACION

Puente _____ sobre _____
Obra vial _____
Tramo _____ Sub-tramo _____
Estación _____ Origen _____
Esviajamiento _____
Elevación y descripción del banco de nivel _____

II. DATOS HIDRAULICOS

Nivel de aguas mínimas _____
Nivel de aguas máximas ordinarias _____
Nivel de aguas máximas extraordinarias _____
Fuente de información _____
Velocidad superficial en el cruce _____
Nivel de aguas al medir la velocidad superficial _____
Si el río desborda en máximas avenidas, indicar el ancho aproximado de las llanuras de inundación y su longitud en :
margen derecha _____ margen izquierda _____
Fecha de la creciente máxima que se estudia _____
Frecuencia y duración de la misma _____
Meses del año en que ocurren las crecientes extraordinarias _____
Características generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastra y cuerpos flotantes _____
¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencia a divagar? _____
¿Cuál es la tendencia general de la corriente a largo plazo en el lugar del cruce, socavar o depositar ? _____
Describir los materiales que forman el fondo y márgenes del cauce _____
¿Se recomienda hacer alguna canalización? _____
¿Hay posibilidad de que el remanso que produzcan los accesos perjudique las propiedades vecinas ? _____
Si debe demolerse algún puente existente, construir uno provisional o afectar propiedades vecinas, estimense los costos aproximados. _____
Almacenamiento o corriente (mar, lago, presa, río, etc.) donde desemboca el río, distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico _____

betáculos (barra, isleta, etc.), distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico _____

largo mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes _____

distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes. _____

¿Existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

) Ubicación _____

) Número y longitud de los claros _____

) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura _____

) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad? _____

) Área hidráulica del puente hasta el NAME _____

) Área total bajo el puente _____

) Antigüedad de la obra _____

) ¿Hay indicios de socavación en las pilas y estribos o en los terraplenes de acceso? - - -

) Adjúntese croquis del puente; si se trata de una ampliación de la vía en estudio, en vez del croquis se proporcionarán la planta, perfil y corte de estribos y pilas. _____

) Otros datos útiles a juicio del observador _____

II. DATOS DE CONSTRUCCION

os materiales necesarios para la construcción del puente pueden ser adquiridos en _____, que se ubica a _____ km del sitio del cruce.

BSERVACIONES: _____

RIGADA TOPOHIDRAULICA No. _____ EL JEFE C. _____ FECHA _____

EVISO _____ FECHA _____ APROBO _____ FECHA _____

ESTUDIO FOTOGRAFICO

CRUCE RIO "MIXTECO"



FOTO No. 1.- VISTA DESDE EL CRUCE
HACIA LA MARGEN DERECHA

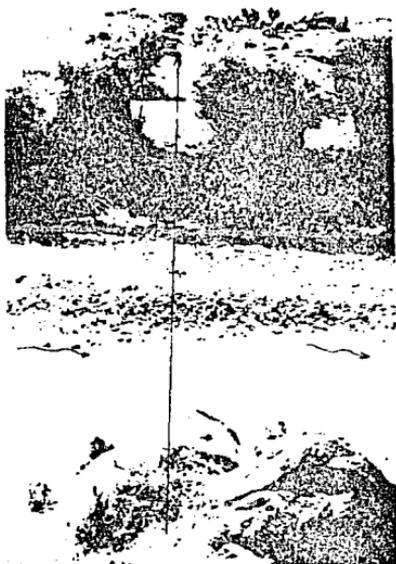


FOTO No. 2.- VISTA DESDE EL CRUCE
HACIA LA MARGEN IZQUIERDA.

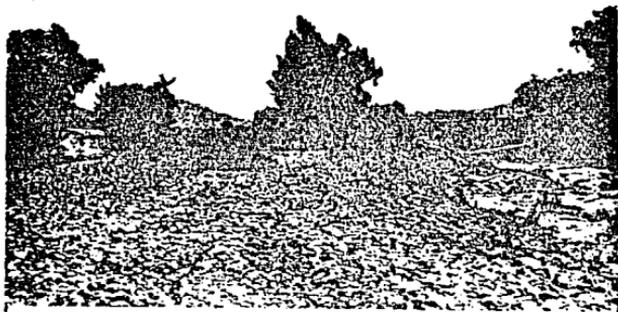


FOTO No. 3.- VISTA DESDE EL CRUCE HACIA AGUAS ARRIBA; NOTESE EL CAMINO ACTUAL DE TERRACERIA.



FOTO No. 4.- VISTA DESDE EL CRUCE HACIA AGUAS ABAJO.



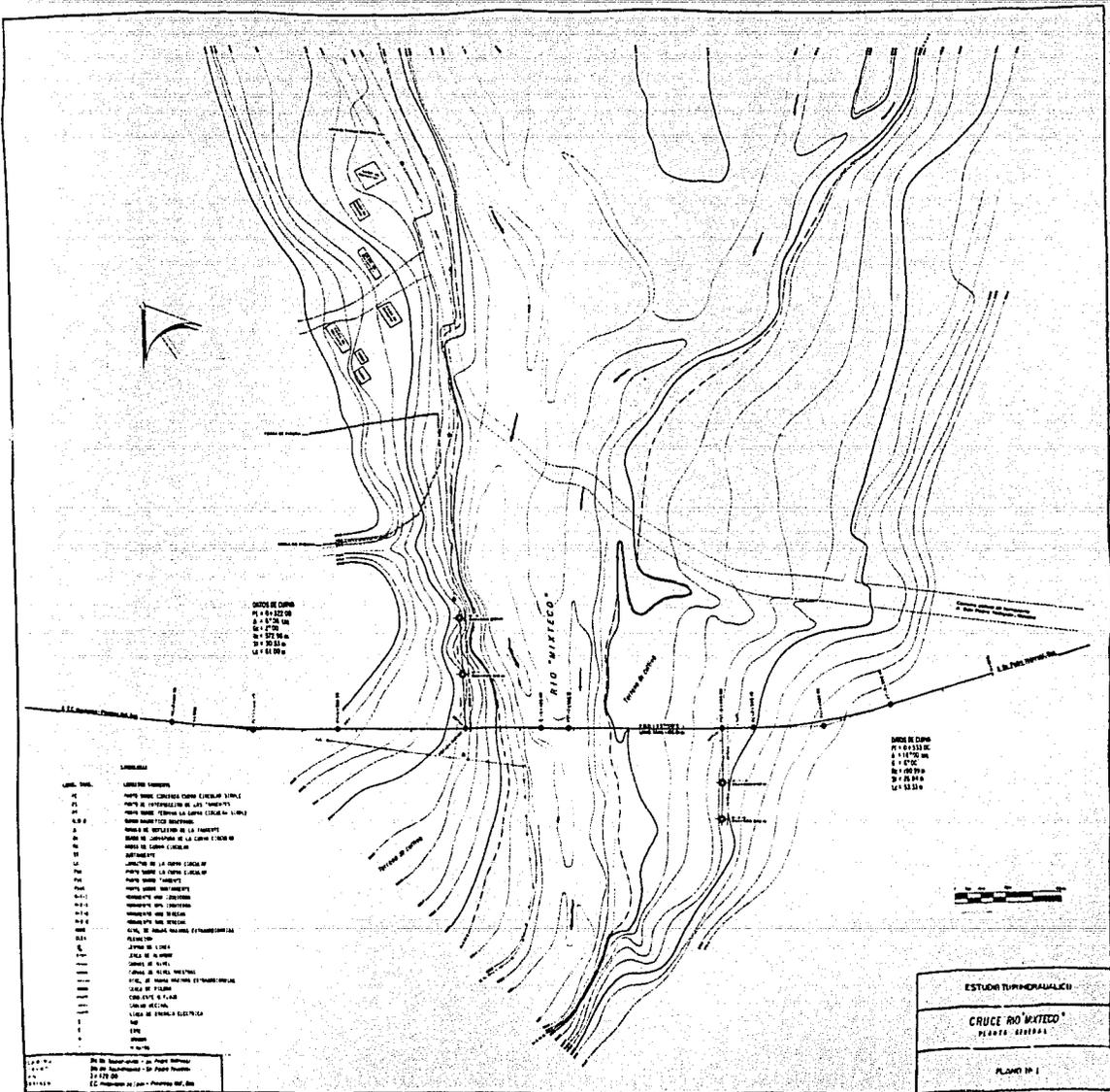
FOTO No. 5.- VISTA AL CRUCE DESDE AGUAS ARRIBA



FOTO No. 6.- VISTA AL CRUCE
DESDE LA MARGEN IZQUIERDA.

FOTO NO. 7.- VISTA HACIA LA LLANURA DE INUNDACION AGUAS ARRIBA,
DESDE LA MARGEN IZQUIERDA.





COTAS DE OBRAS
 PLANTA 30000
 A 127.10 M
 B 127.10 M
 C 127.10 M
 D 127.10 M

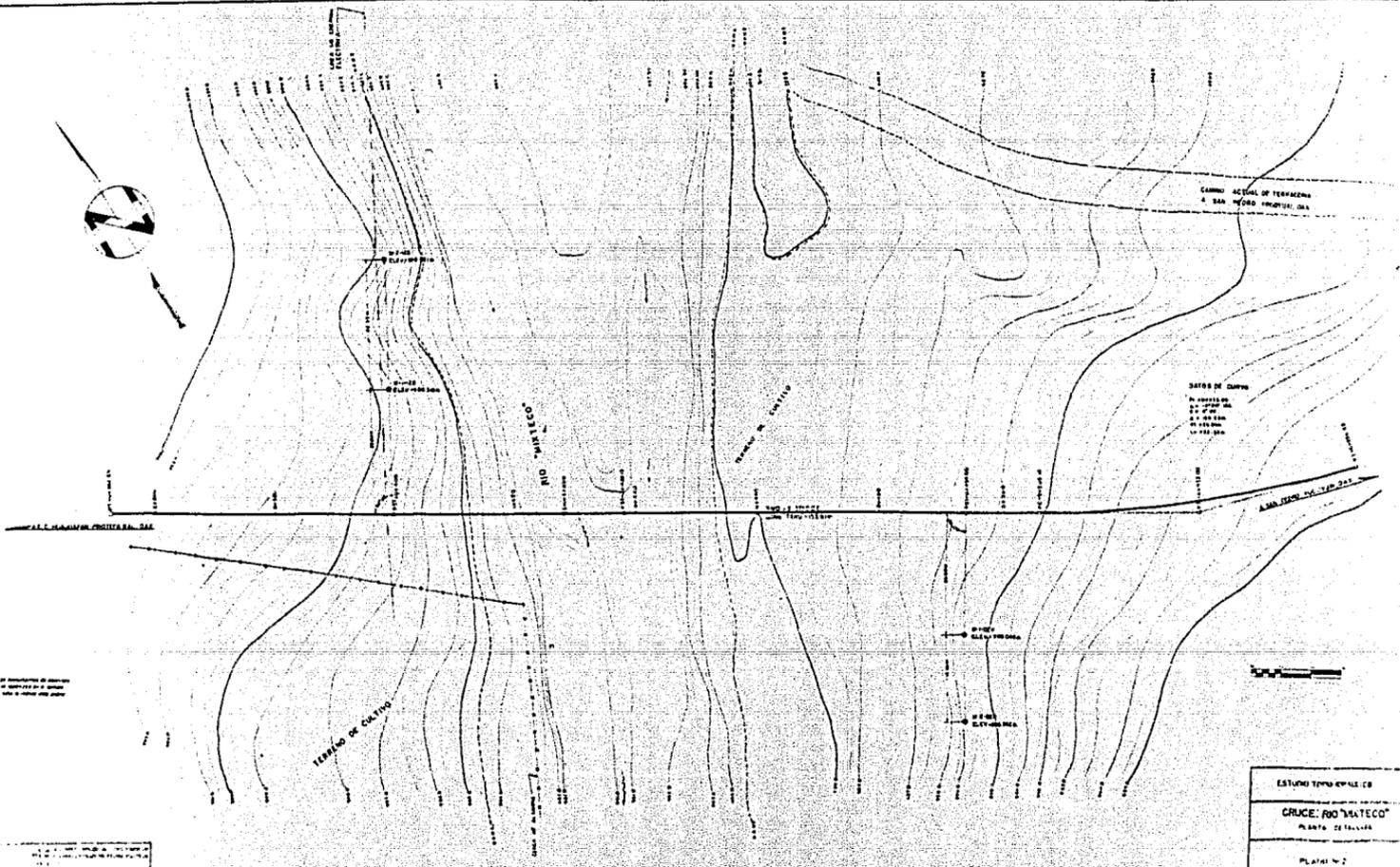
COTAS DE OBRAS
 PLANTA 30000
 A 127.10 M
 B 127.10 M
 C 127.10 M
 D 127.10 M

LEENDRE

—	LINEAS DE SUELO
- - -	LINEAS DE CONTOUR
—	CARRETERA FEDERAL
—	PUENTE
—	CANALIZACION
—	TIPO
—	SEÑALIZACION
—	TELECOMUNICACIONES
—	ALAMBRADO
—	REJILLA
—	ROCAL
—	TIPO

ESTUDIO TIPO-HIDRAULICO
CRUCE RIO NIXTECO
PLANTA 30000

PLANTA 30000



CAMINO ACTUAL DE TERRAZNOS
A SAN PEDRO TONTOPEQUE, GUA

DATOS DE CURVA
RADIO 100 M.
D. 100 M.
D. 100 M.
D. 100 M.

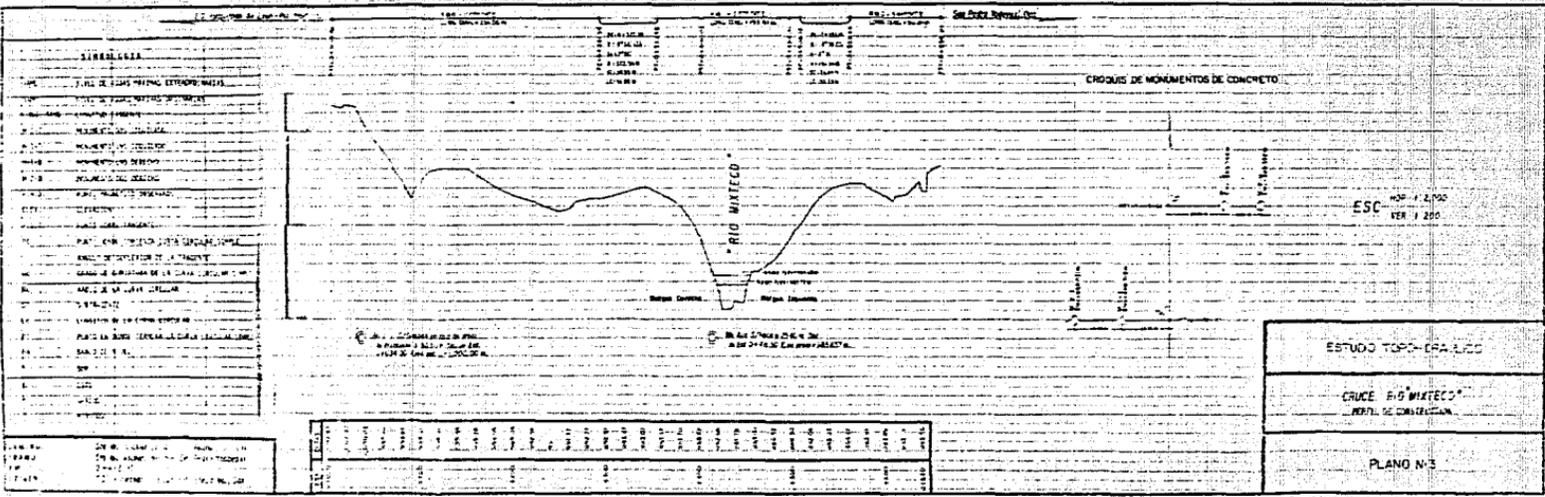
CAMINO ACTUAL DE TERRAZNOS
A SAN PEDRO TONTOPEQUE, GUA

NOTA: Las alturas de las curvas
se refieren al nivel
del mar en el momento
de la observación.



ESTUDIO TOPOGRAFICO
CRUCE: RIO "MATECO"
PLANTA DE TERRENO
PLANTA N.º 2

ESTUDIO TOPOGRAFICO
CRUCE: RIO "MATECO"
PLANTA DE TERRENO
PLANTA N.º 2



ESC 1:500
VER 1/200

ESTUDIO TOPOGRAFICO
 CRUCE DE MITECO
 PLAN DE CONSTRUCCION
 PLANO N°3

- 1. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO
- 2. TRAZADO DE LA LINEA DE CRUCE
- 3. ESTUDIO DE LOS DATOS TOPOGRAFICOS
- 4. PLANO DE CONSTRUCCION
- 5. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 6. PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES
- 7. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 8. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 9. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 10. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 11. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 12. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 13. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 14. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 15. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 16. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 17. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 18. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 19. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 20. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 21. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 22. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 23. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 24. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 25. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 26. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 27. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 28. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 29. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO
- 30. ESTUDIO DE LOS DATOS DEL TERRENO

N°	ESTADO	COMPROBACION	FECHA	NOTAS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30

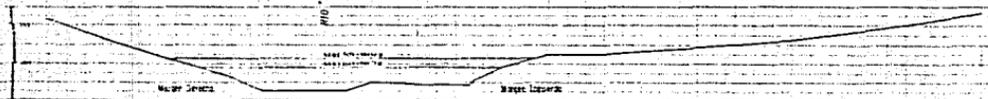
CY 2010 10/01/2010

11/11/2010

11/11/2010

11/11/2010

ESC 1/200
VER 1/200

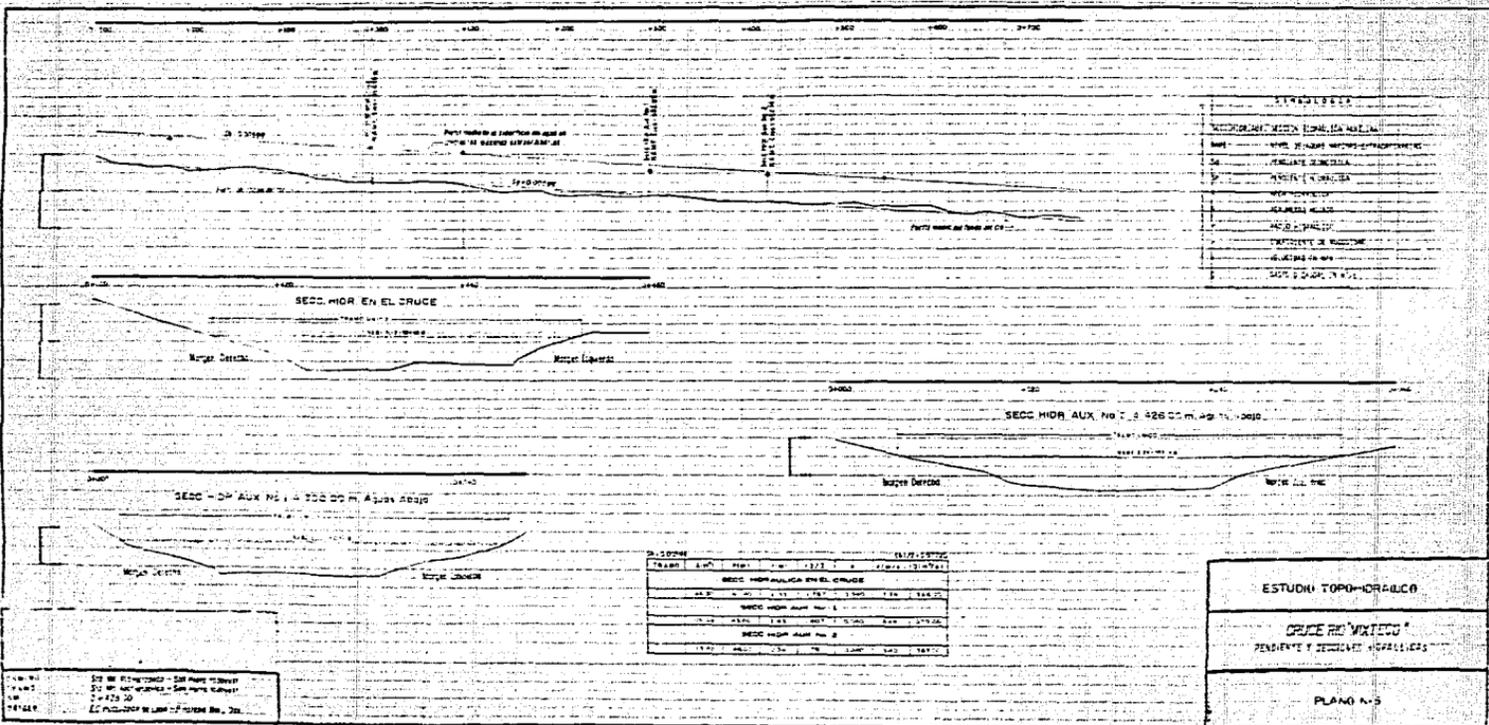


ESTUDIO TOPOGRAFICO

CRUCE RIO MIXTECO

PLANO N° 4

PROYECTO: ESTUDIO TOPOGRAFICO DEL CRUCE DEL RIO MIXTECO
CLIENTE: COMISIÓN EJECUTIVA DEL SECTOR AGROPECUARIO
Escala: 1:1000



SECC. HIDR. EN EL CRUCE

SECC. HIDR. AUX. No. 1

SECC. HIDR. AUX. No. 2

SECC. HIDR. AUX. No. 3

MARGEN DERECHA

MARGEN IZQUIERDA

MARGEN DERECHA

MARGEN IZQUIERDA

MARGEN DERECHA

MARGEN IZQUIERDA

MARGEN DERECHA

MARGEN IZQUIERDA

SECC. HIDR. EN EL CRUCE

Estación	Elev. (m)	Dist. (m)	Altura (m)	Dist. (m)	Altura (m)
1+00	114.10	0	1.00	0	113.10
1+25	114.15	25	1.00	25	113.15
1+50	114.20	50	1.00	50	113.20
1+75	114.25	75	1.00	75	113.25
2+00	114.30	100	1.00	100	113.30

1:1000
 1:2000
 1:5000
 1:10000
 1:20000

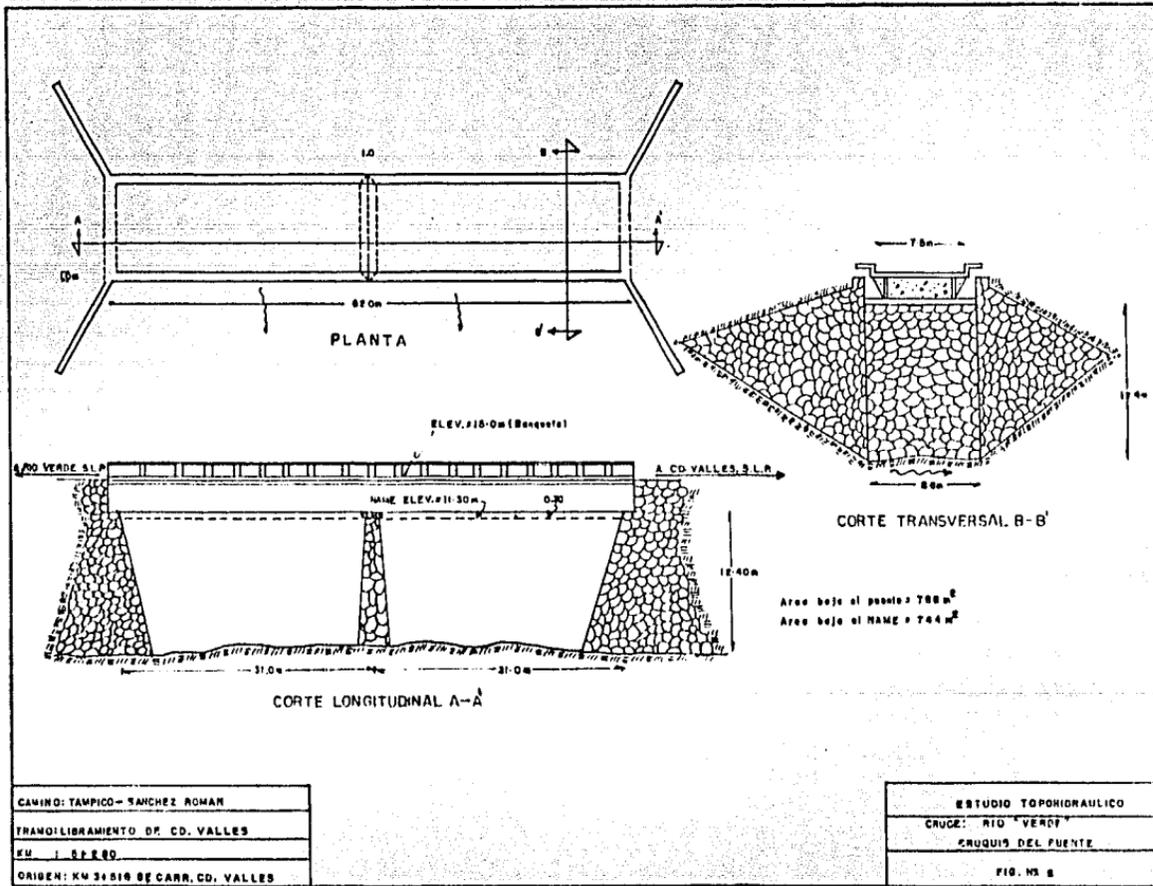
Esc. del terreno: 1:10000
 Esc. del dibujo: 1:1000
 Esc. del alfiler: 1:10000

ESTUDIO TOPO-HIDRÁULICO

CRUCE RD. VIALTO

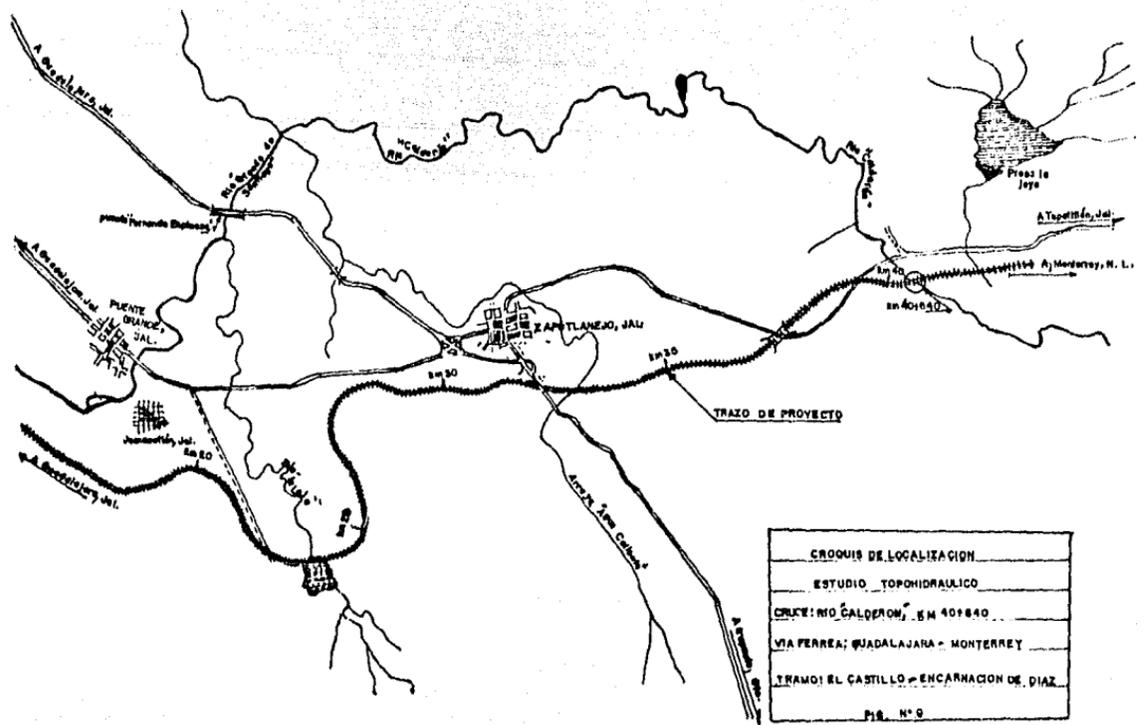
PENDIENTE Y SECCIONES HIDRÁULICAS

PLANO N.º 5



CAMINO: TAMPICO - SANCHEZ ROMAN
TRANS: LIBRAMIENTO DP. CD. VALLES
EM: I S.F. 80
ORIGEN: KM 34.816 DE CARR. CD. VALLES

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO
CRUCE: RIO "VERDE"
CRUQUIS DEL PUENTE
FIG. N.º 8



CROQUIS DE LOCALIZACION
ESTUDIO TOPOHIDRAULICO
CRUCE: RIO CALDERON, EN 40° 8' 40"
VIA FERREA; QUADALAJARA - MONTERREY
TRAMO: EL CASTILLO - ENCARNACION DE DIAZ
FIG. N° 9

CAPITULO III

ESTUDIOS DE SOCAVACION

III.1 GENERALIDADES

Cuando se presenta una avenida en un río los materiales de acarreo que yacen en un lecho son removidos y transportados en suspensión o por arrastre, para ser depositados aguas abajo al decrecer la velocidad de la corriente.

El depósito de los acarreos al decrecer la avenida puede ser en cantidad equivalente al material removido, cuando el río se acerca a su perfil de equilibrio.

III.2 TIPOS DE SOCAVACION

III.2.1 Socavación general. Es la que se produce al presentarse una crecida, debido al aumento en la capacidad de arrastre de material sólido, por el incremento en la velocidad de la corriente. La socavación del fondo de un cauce se produce cuando la velocidad media es mayor que la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo.

La velocidad del agua depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; la velocidad que provoca la erosión depende del tirante y de las características del material del fondo, que se toman en función del diámetro medio, en el caso de suelos friccionante y del peso específico, en el caso de los suelos cohesivos.

III.2.2 Socavación en estrechamientos. Es la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos, cuando la corriente aumenta su velocidad al reducirse su área hidráulica.

III.2.3 Socavación en curvas. En el lado exterior de las curvas los filetes líquidos se mueven a mayor velocidad que en el lado interior y, por lo tanto, -- tienen mayor capacidad de arrastre de sólidos, produciendo mayor socavación. Esta se calcula con los mismos métodos empleados para el cálculo de la socavación general.

III.2.4 Socavación local en pilas. Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta y, por lo tanto, en su capacidad para arrastrar material sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, se producirá una -- socavación local en la pila.

Los parámetros que en mayor o menor grado influyen en la socavación local al pie de las pilas de puente son los siguientes:

1.- Parámetros hidráulicos.

Velocidad media de la corriente
Tirante frente a la pila
Distribución de velocidades
Dirección de la corriente, respecto al eje de la pila

2.- Parámetros del fondo.

Diámetro de los granos
Distribución granulométrica
Forma de los granos
Grados de cohesión o cementación
Peso específico sumergido
Estratificación del subsuelo

3.- Parámetros geométricos de la pila

Ancho
Relación largo - ancho
Perfil de la sección horizontal

4.- Parámetros de ubicación del puente

Contracción en la sección

Forma del río en planta

Obras de control de gasto que se hayan
construido aguas arriba o aguas abajo.

En la fig. 10, se muestran esquemáticamente las trayectorias del agua y de las partículas de suelos alrededor del obstáculo, la forma de iniciarse el proceso erosivo y las erosiones sucesivas de la socavación. En estas figuras se puede observar que la socavación máxima no siempre se presenta en el mismo lugar de la pila, depende de su esviamiento y de la velocidad del agua.

III.2.5 Socavación local en estribos. En cuanto a concepto la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas, pero existen algunas - diferencias en los métodos teóricos para su evaluación.

III.2.6 Socavación por disminución de gasto sólido. La construcción de un almenamiento produce una reducción en la capacidad de transporte de la corriente en la zona de remanso del obstáculo y, por lo tanto, un depósito; aguas abajo, la - cantidad de sedimentos transportados disminuye fuertemente cerca de la obra, - aunque la capacidad de arrastre de la corriente permanezca alta. Esto provoca - que el material del fondo del río tienda a ser erosionado, haciéndose el cauce - más profundo, más ancho y de menor pendiente. Las partículas más finas son removidas primero y el lecho va quedando constituido por partículas más y más gruesas, hasta que se llega a un tamaño tal que se equilibra con la capacidad erosiva de la corriente y el proceso de socavación, cesa.

ESQUEMAS QUE MUESTRAN DIFERENTES ETAPAS EN EL PROCESO EROSIVO

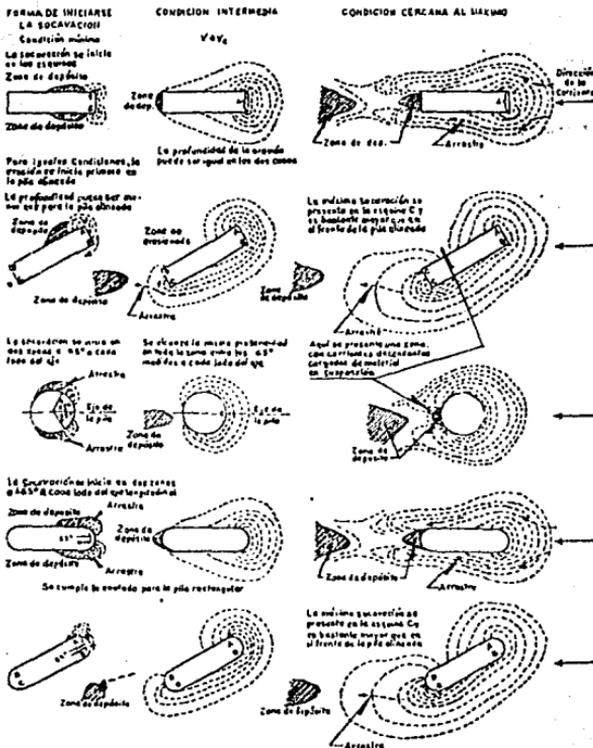


FIG. 10 ETAPAS DEL PROCESO EROSIVO

III.3 SOCAVACION GENERAL Y METODO DE CALCULO

Naturaleza del problema. El material formado por partículas grandes que son -- arrastradas o rodadas por el lecho del cauce, se denomina arrastre de fondo. - Las partículas pequeñas levantadas del fondo o arrancadas de los taludes permanecen en suspensión durante considerables períodos de tiempo y son arrastradas a grandes distancias, lo que se denomina arrastre en suspensión.

El problema del transporte de sólidos se ha estudiado desde el punto de vista - teórico y experimental. Este último ha proporcionado mejores resultados, con - base en algunas mediciones realizadas en prototipo.

III.3.1 TEORIAS PARA CUANTIFICAR LA SOCAVACION

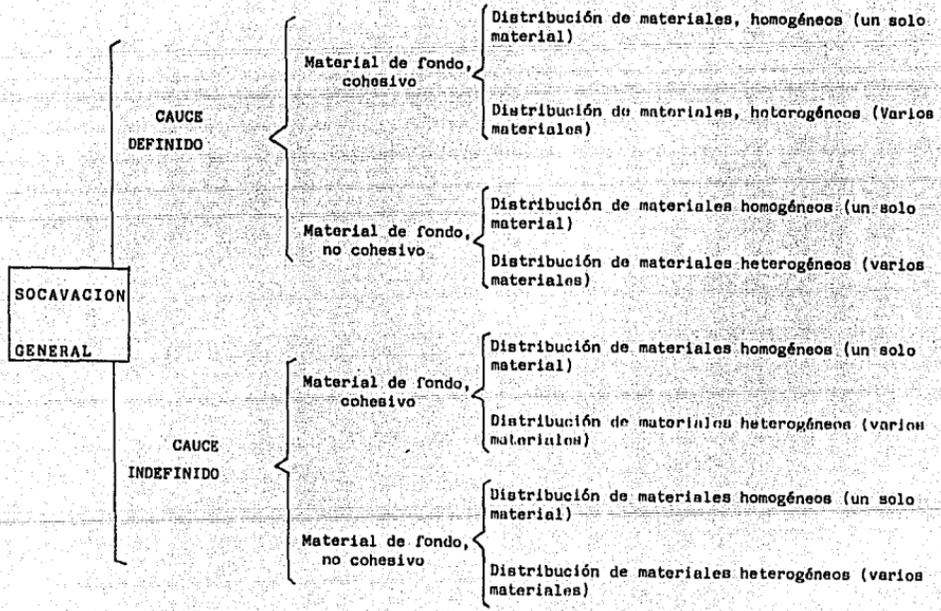
La socavación general del cauce, para esto se aplicará la teoría de L.L. Lischtvan Lebediev, que requiere una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos.

La primera clasificación define si existe un cauce principal bien diferenciado ó si el río discurre por una superficie plana sin ningún cauce definido.

La segunda clasificación toma en cuenta la naturaleza de los materiales del fondo.

La tercera clasificación considera la distribución de los materiales en el fondo del cauce.

Las tres clasificaciones permiten llegar al cuadro sinóptico que se presenta a continuación.



III.3.2 SOCAVACION GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS

La socavación del fondo del cauce en una sección transversal se realiza por la perturbación del equilibrio entre el material que sale hacia aguas abajo y el aportado de aguas arriba. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce, que trae consigo un aumento en la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo incrementándose el área hidráulica, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo. Al disminuir la avenida se reduce la velocidad de la corriente y por ende su capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

El equilibrio que existe entre la velocidad media de la corriente, denominada "velocidad real" V_r y la velocidad media de la corriente que se requiere para que un cierto material sea arrastrado, denominada "velocidad erosiva" V_e . Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio de movimiento de algunas partículas sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. En suelos cohesivos es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. La erosión cesa cuando $V_e = V_r$.

Velocidad real " V_r " es función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La velocidad erosiva V_e es función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente y para valuar la característica que se toma en cuenta es el diámetro medio, si los materiales son no cohesivos y el peso específico del material seco, si son cohesivos.

Es también necesario distinguir si la rugosidad es o no la misma en toda la sección transversal del cruce, ya que los procedimientos de cálculo son diferentes dependiendo de ello.

III.3.3 SOCAVACION GENERAL EN SUELOS COHESIVOS, HOMOGENEOS CON RUGOSIDAD UNIFORME.

Para calcular la socavación se requiere conocer el gasto de diseño Q_d y la elevación que alcanza la superficie del agua para ese gasto en la sección en estudio.

Para este caso la velocidad erosiva, V_e , que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dada por la expresión.

$$V_e = 0.60 \rho_s^{1.18} \beta H_s^X \quad (\text{m/s.}) \quad (1)$$

- ρ_s Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s (en Tn/m^3).
- β Coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repita la avenida que se estudia y cuyo valor está consignado en la tabla. 1
- H_s Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material, en m.
- X Exponente variable que está en función del peso - volumétrico del material seco en T/m^3 y que se obtiene de la tabla 2. Puede observarse que cuando el material no es cohesivo, X es función del diámetro medio de los granos.
- V_e Velocidad erosiva en m/s.

La variación de la velocidad media real V_r de la corriente en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede obtenerse analizando una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la fig. 11. La hipótesis en que se basa el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante durante el proceso erosivo.

El gasto que pasa por la sección se puede expresar según Manning.

$$\begin{aligned} \text{por } \Delta Q &= VAA = \frac{1}{n} S^{1/2} \left(\frac{\Delta B \cdot H_o}{\Delta B} \right)^{2/3} \Delta B \cdot H_o \\ \Delta Q &= \frac{1}{n} S^{1/2} H_o^{5/3} \Delta B \quad (2) \end{aligned}$$

- en donde : S pendiente hidráulica
- H_o profundidad antes de la erosión en m.
- n coeficiente de rugosidad de Manning.
- ΔB Ancho unitario en Unidad de Longitud en m.
- ΔQ Gasto unitario por Unidad de área $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$.

El gasto total Qd será :

$$Qd = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \text{ ----- 3}$$

en la que B_e ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, es decir, del ancho total B se descuenta el ancho de las pilas, cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es α

H_m tirante medio de la sección original, que se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e .

Como la corriente del agua forma vórtice cerca de las pilas y estribos del puente, es necesario afectar el valor de Qd de un coeficiente μ , llamado de contracción, que se obtiene de la tabla 3, si no existe puente, obviamente $\mu=1$.

Entonces

$$Qd = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \text{ ----- 4}$$

Si se considera que la rugosidad es constante en toda la sección, el valor de $\frac{1}{n} S^{1/2}$ es también una constante, que se denominará α .

La expresión queda

$$Qd = \mu \alpha H_m^{5/3} B_e$$

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu} \text{ ----- 5}$$

Al socavarse la sección el valor de H_o para la franja en estudio alcanza un valor H_s y la velocidad disminuye a un valor V_r . El valor de Q en la franja queda expresado por.

$$Q = V_r H_s \Delta B$$

valor que puede igualarse con la ecuación 2, considerando que $\frac{1}{n} S^{1/2} = \alpha$

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \text{ ----- 6}$$

donde $V_r =$ Velocidad real de la corriente.

T A B L A 1

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño		Coefficiente δ	Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño		Coefficiente δ
100		0.77	2		0.97
50		0.82	1		1.00
20		0.86	0.3		1.03
10		0.90	0.2		1.05
5		0.94	0.1		1.07

T A B L A 2

Valores de X y $1/(1+X)$ para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
f_s	x	$\frac{1}{1+x}$	f_s	x	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.51	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

T A B L A 3
COEFICIENTE DE CONTRACCION

LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN METROS

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION, EN M/SEG.	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
MEJOR DE 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.95	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.98	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 6 MAYOR	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Referencia bibl. 5

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera el valor de Vr, velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y Ve, velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales. Por lo tanto $V_e = V_r$ es la condición de equilibrio igualando las ecuaciones 1 y 6.

$$\frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = 0.6 \mu_B^{1.18} \beta^x H_s$$

$$1+x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.6 \mu_B^{1.18} \beta}$$

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.6 \mu_B^{1.18} \beta} \right]^{1/1+x} \quad \text{----- 7}$$

Conocido el perfil transversal de la sección antes del paso de la avenida (ver fig. 12), se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la magnitud de la socavación, que se calcula utilizando la ecuación 7.

III.3.4 SOCAVACION GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS, HOMOGENEOS, CON RUGOSIDAD UNIFORME.

En este tipo de suelos Vr tiene el mismo valor anterior, dado por la ecuación 6 y Ve está dada por la siguiente expresión:

$$V_e = 0.68 \omega dm^{0.28} H_s^x \quad \text{----- 8}$$

donde

Hs tirante para el que se desea conocer Ve, en m.

X exponente variable que depende del diámetro del material y que se obtiene de la tabla 2.

dm diámetro medio en mm de los granos del fondo.

Ve velocidad erosiva.

La condición de equilibrio se presenta también cuando la velocidad de arrastre de la corriente Vr es igual a la velocidad que se necesita para arrastrar al material, Ve.

Igualando por lo tanto las ecuaciones 8 y 6 quedaría.

$$0.68 \text{ dm} \cdot x \cdot H_s = \frac{\propto H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \left[\frac{\propto H_o^{5/3}}{0.68 \text{ dm} \cdot x} \right]^{3/2} \dots \dots \dots 9$$

Como en el caso anterior conocido también el perfil transversal de la sección antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la magnitud de la socavación, utilizando la ecuación 9.

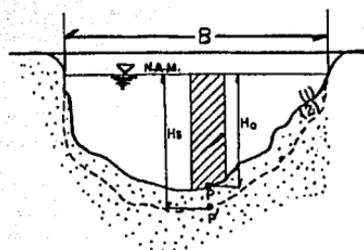
Es importante hacer notar que la hipótesis principal del método es que el gasto unitario en cada franja permanece constante durante todo el proceso. Como el gasto unitario en la orilla es cero, no se obtiene ningún corrimiento lateral de las márgenes.

III.3.5 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION EN SUELOS NO HOMOGENEOS

por suelos no homogéneos se designa aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes. Pueden estar formados, por una superposición de estratos - en que unos pueden ser de materiales cohesivos y otros no cohesivos, sin importar su distribución, o bien pueden ser materiales granulares, en donde la diferencia consiste en mantos con diferentes diámetros o densidad, etc.

Cualquiera que sea la estratificación, la profundidad de equilibrio, arriba - de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se pueden obtener analíticamente a base de tanteos o mediante el método gráfico-analítico.

METODO ANALITICO POR TANTEOS. Escogido un punto P_i para el cual se desea -- calcular la posible socavación y conocida la distribución geológica bajo la - sección, se procede al cálculo por estratos, empleando las fórmulas 7 y 9 según sea el material en análisis, partiendo del mando superior y continuando - hacia las capas más profundas. En el primer estratos en donde se cumple que la profundidad H_s calculada quede dentro de él, será la " H_s " buscada y se suspenden los tanteos. Este procedimiento se repite para varios puntos de la --



- 1: perfil transversal de la sección del cauce antes de la erosión
 2: " " " " " " " " en equilibrio al finalizar la erosión

Fig. 11 Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad.

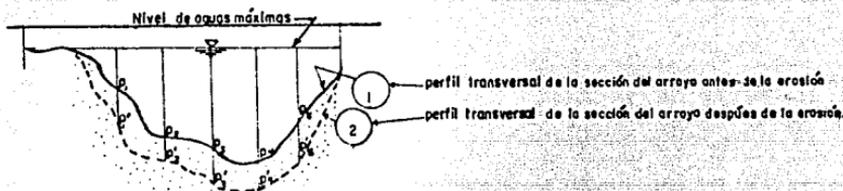
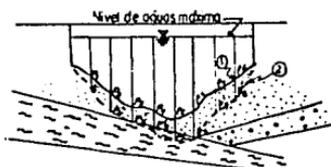


Fig. 12 cálculo de la profundidad de socavación en suelos homogéneos



- p. puntos bajo estudio
 1 perfil transversal de la sección del arroyo antes de la erosión
 2 perfil transversal de la sección del arroyo después de la erosión

- arena
 arena con grava
 limo

Fig. 13 erosión en suelo heterogéneo

sección (ver fig. 13), que al unir las da el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

METODO GRAFICO-ANALITICO. Se considera la vertical en un punto P1 cualquiera a una profundidad inicial Ho, del que se conoce el perfil geológico del terreno bajo él. Una vez conocida la profundidad de las fronteras entre los estratos, se encuentra el valor de Ve con las fórmulas 1 y 8, para cada material de cada estrato en las correspondientes fronteras. A continuación para diferentes profundidades arbitrarias escogidas se determina el valor de Vr con la expresión 6. Terminadas las operaciones anteriores se dibujan esos valores en un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades Hs y se dibujan las curvas Hs, Ve y Vr; el punto de intersección de ellos indica la profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene, como se muestra en la fig. 14.

III.3.6 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD

En lo antes expuesto solo se ha hablado de la rugosidad uniforme del fondo en toda la sección transversal. En muchas ocasiones existe una diferencia grande entre el coeficiente de rugosidad del cauce principal y el de avenidas, debido principalmente a que en las llanuras de inundación existe muchas veces vegetación y los tirantes son menores.

En casos extremos la rugosidad puede variar entre un claro y otro. En estos casos es necesario valorar el coeficiente mediante la expresión:

$$\alpha_i = \frac{Q_1}{H_i \cdot B_{ei} \cdot \mu}$$

H_i es el tirante medio en m en el tramo considerado
B_{ei} ancho efectivo. Si la corriente incide paralela-
mente al eje de las pilas, esa longitud será la
del tramo considerado menos el espesor de las pi-
las. Para el caso en que la corriente incida --
con un cierto ángulo θ con respecto al eje de --
las pilas (ver fig. 15).

La expresión más general para calcular el ancho efectivo, si las pilas son rectangulares o pueden asimilarse a esa figura es:

$$B_e = (B - \sum b_i) \cos \phi - (n+1-N)a \operatorname{Sen} \phi \quad \text{--- (10) donde}$$

a Es el largo de la pila.

$\sum b_i$ Suma de los anchos de las pilas comprendidos en el tramo B.

n Número de caras de las pilas y/o estribos del intervalo B.

N Número de pilas y/o estribos considerados al tomar en cuenta a n.

Si B es el tramo comprendido entre dos pilas (ver fig. 16) - entonces.

$$B_e = B \cos \phi - a \operatorname{Sen} \phi$$

$$Q_1 = \frac{Q_d - A_{ei} - C_i \sqrt{H_1}}{\sum_i^n (A_{ei} - C_i \sqrt{H_1})} \quad \text{--- (11)}$$

Q_1 Es el gasto en m^3/s . en el tramo considerado

$\sum_i^n (A_{ei} - C_i \sqrt{H_1})$ Es la suma del producto indicado, calculado para todos los tramos bajo el puente.

A_{ei} Es el área hidráulica neta en m^2 de cada tramo considerado antes de la erosión. Si la corriente incide al eje de la pila con un cierto ángulo, el área formada será:

$$A_{ei} = A (\operatorname{transversal}) \cos \phi$$

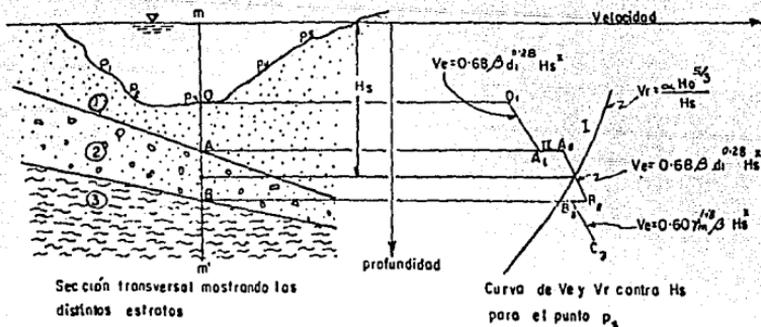
C_i Es el coeficiente de rugosidad de Chezy, obtenida mediante la expresión de Manning.

$$C_i = \frac{H_i^{1/6}}{n_i}$$

n_i Es el coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo en estudio.

Otra expresión más útil para valuar C_i es:

$$C_i = 148 \log \frac{6 H_i}{k}$$



H_s Profundidad

m Vertical para el punto p_s

(I) Curva que indica la variación V_r con respecto a la profundidad.

(II) Curva que indica la variación de V_e con respecto a la pro-

fundidad tomando en cuenta el material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular V_e en O, A, B y C para ambos materiales de la frontera. Así para el punto A por ejemplo, se obtuvo una V_e para el material 1 (arena) indicado en la "g", por el punto A_1 y una V_e para el material 2 (arena y grava) indicado por el punto A_2 etc.

Fig. 14

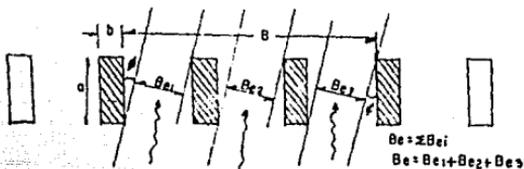


Fig. 15 REDUCCION DEL ANCHO EFECTIVO DEBIDO AL ESVIAJAMIENTO DE LA CORRIENTE EN EL CRUCE

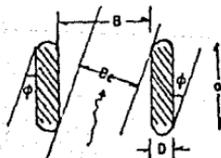


Fig. 16 REDUCCION ENTRE DOS PILAS

K Es el radio de las esferas que producen la misma rugosidad que el fondo en cuestión; por lo que en arenas, gravas, -- etc. el radio será igual. La ventaja de su empleo con respecto a la n de Manning es que su valor se elige físicamente; cuando es difícil valuar a n.

Una vez conocido el valor de α ; en cada tramo, se procederá a calcular la socavación con la fórmulas 7 y 9 según las características del material del fondo para el caso en estudio.

III.3.7 CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL EN CAUCES INDEFINIDOS

En este caso el río carece de un cauce definido, o tiene corrientes pequeñas -- que se cruzan entre sí y cambian su posición con relativa facilidad, siendo su actividad erosiva más reducida. Estos ríos deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \quad \text{1a. condición}$$

$$\frac{B_o}{B_r} \leq 0.80 \quad \text{2a. condición}$$

donde Q_p es el gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje o cauce principal.

Q_a es el gasto sumado que pasa por los otros cauces.

B_o es la anchura del cauce para nivel normal del agua

B_r El ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación general en cauces no definidos se considera la velocidad no erosiva V_c que depende del material del fondo y del tirante de la corriente; sus valores se encuentran anotados en la tabla 4 y 5, para suelos -- cohesivos y no cohesivos.

En términos generales V_c para cualquier profundidad está dada por:

$$V_c = V_c H_s^{0.2} \quad \text{en donde} \quad \text{---} \quad (12)$$

H_s Es el tirante en m, que se ha alcanzado en el punto en estudio.

Vc1 Es la máxima velocidad no erosionante en m/s cuando el tirante es de 1 m, donde Vc1 también depende del material del fondo y se obtiene de las tablas 4 y - 5.

Al comparar la velocidad Ve necesaria para producir erosión en un cauce definido con la velocidad Vc, necesaria para producir erosión en un cauce definido, se ve que para diámetros menores que 40 mm; en cauces definidos se requiere una velocidad media Ve mayor para producir erosión, que en el cauce no definido. Lo contrario sucede cuando las partículas son mayores de 40 mm. Lebediev no explica la diferencia entre la velocidad Vc y Ve para iguales tirantes y diámetros, al variar el tipo de cauce.

III.3.8 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION PARA CAUCES NO DEFINIDOS CON MATERIAL HOMOGENEO.

En el caso de que el fondo está formado por material homogéneo, el equilibrio se obtiene cuando $V_c = V_r$ siendo:

$$V_r = V_c = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \text{--- (13)}$$

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_c}$$

En donde V_c se toma de la tabla 4 y 5 ó se sustituye V_{c1} en la fórmula; se obtiene finalmente que:

$$H_s = \frac{(\alpha H_o^{5/3})}{V_{c1}} \cdot 0.833 \quad \text{--- (14)}$$

III.3.9 CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION PARA CAUCES NO DEFINIDOS FORMADOS POR MATERIAL NO HOMOGENEO.

Para el caso de un suelo heterogéneo y geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión general en un punto cualquiera de la sección transversal se obtiene mediante los dos procedimientos anteriormente mencionados para cauces definidos; tanto con el método de tanteos como con el gráfico-analítico; las expresiones a tomar en cuenta son : $V_c = V_r$

T A B L A No. 4

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA, QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS NO COHESIVOS, m/s.

Díametro medio de las partículas, en mm.	Tirante medio de la corriente, en (m)						
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	Más de 10	
Polvo y Lino	0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
Arena fina	0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
Arena media	0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
Arena gruesa	1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
Gravilla fina	2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
Gravilla media	5.0 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
Gravilla gruesa	10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
Grava fina	15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
Grava media	25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
Grava gruesa	40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
Quijarro fino	75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
Quijarro medio	100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
Quijarro grueso	150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.50
Canto rodado fino	200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
Canto rodado medio	300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
Canto rodado grueso	400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20

o más

Referencia bibl. 5

TABLA No. 5

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS, m/s.

Denominación de los suelos	Porcentaje del Contenido de Partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1,66 T/m ³	Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco, 1,20 - 1,66 T/m ³ .						Suelos Compactos Peso volumétrico del material seco, de 1,66-2,04 T/m ³ .						Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de - - - 2,04-2,14 T/m ³ .					
			0.4	1.00	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	4.0	1.0	2.0	3.0		
	0.305 0.005-0.05																			
Arcillas, tierras	30-50	70 - 50																		
			0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1		
Fuertemente arcillosas	20- 30	80 - 70																		
Tierras ligeramente arcillosas	10-20	90 - 80																		
			0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1		
Suelos de Aluvión.																				
Arcillas margosas								0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1,2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7	
Tierras arenosas	5-10	20 - 40	Según la tabla 4 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas.																	

Referencia bibl. 5

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$V_c = V_c1 HS^{0.20}$$

III.3.10 EFECTOS DE LA SOCAVACION CUANDO LA CORRIENTE ARRASTRA MUCHO MATERIAL EN SUSPENSION.

Para cauces formados de material no cohesivos y cuando por las condiciones -- aguas arriba la corriente arrastra en suspension gran cantidad de material ar-- cilloso, aumenta su peso especifico y su viscosidad, con lo que disminuye el grado de turbulencia de la corriente para levantar cierta partícula, lo que -- reduce la profundidad de socavación para la misma velocidad media. Por lo -- tanto, si para un tirante dado se desea tener una condición que provoque la -- misma erosión que en el caso de aguas limpias, se requiere que la velocidad -- media aumente. Esto se toma en cuenta al introducir en la fórmula 9 el coefi-- ciente ψ que depende del valor de μ_m de la mezcla agua-materiales en suspen-- sión y se obtiene de la tabla 6.

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \psi d_m^{0.28}} \right] \left(\frac{1}{1+x} \right) \quad \text{----- (15)}$$

T A B L A 6								
Valor del coeficiente ψ en función de μ_m								
$\mu_m(\text{T/m}^3)$	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

Referencia bibl. 5

III.3.11 COMENTARIOS AL METODO DE LISHTVAN LEBEDIEV.

Este método requiere para su aplicación de datos fáciles de obtener tales como:

- El gasto Qd de diseño que se obtiene mediante el estudio hidráulico e hidrológico.
- El perfil de la sección transversal del cauce en el cruce.
- Características del material del fondo ($\psi \cdot d_m$), así como la estratigrafía del subsuelo, para lo cual se requiere hacer algunos sondeos.

La hipótesis de partida y fundamental es que el gasto unitario permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. El gasto unitario en la orilla es igual a cero y después de la erosión deberá permanecer así. En la mayoría de las condiciones ésto se cumple, excepto en la parte exterior de la curva. Al considerar la hipótesis de partida de la conservación del gasto unitario se pueden alcanzar, cuando existe una zona de material más resistente a la erosión que en el resto de la sección, profundidades mayores que las calculadas en la zona menos resistente, mientras que en el material más resistente serán más pequeñas. Esto hará que después de un cierto tiempo sea mayor el gasto unitario sobre la zona de material menos resistente que en la de más resistente.

La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material pueda ser erosionado.

Las erosiones teóricas calculadas se pueden presentar con facilidad si el material es granular y no cohesivo; para suelos cohesivos se requiere un cierto tiempo para que la corriente realice todo su trabajo, casi siempre mayor que la duración de la avenida máxima. Debido a esto, se pueden presentar erosiones menores, aunque la creciente haya tenido una capacidad de erosión mayor.

No se puede precisar el grado de confianza de todas las fórmulas y criterios propuestos, ya que han sido aplicados en contados casos en nuestro medio y sin ninguna observación hecha en puentes construidos.

III.4 SOCAVACION LOCAL EN PILAS Y METODOS DE CALCULO

Quando un puente cruza un río en una zona en donde no es factible apoyar las pilas y estribos sobre un manto rocoso, el problema principal a considerar es la socavación que sufre el fondo del cauce y que puede ser de tal magnitud, que llegue hasta la base de las pilas, provocando la falla de la estructura.

Los parámetros que intervienen para valuar la socavación al pie de pilas de puentes se han mencionado en la página 43 . Existen diferentes criterios para determinar la socavación al pie de pilas de puente, entre los cuales se mencionará el propuesto por Laursen-Toch y Yaroslavt-ziev. Para los primeros la socavación depende fundamentalmente del tirante y en segundo término de la forma de la pila, aunque este parámetro no es significativo cuando la corriente ataca la pila en forma oblicua; en cambio, la velocidad media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo del cauce no son tomados en cuenta. Para Yaroslavtziev, la socavación depende principalmente del cuadrado de la velocidad media de la corriente y, tanto el tamaño de los granos del fondo como la geometría de la pila, aún en el caso del ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de socavación.

Según los resultados experimentales, ha podido observarse que para un tirante dado, la profundidad de socavación concuerda bastante bien con la variación que indica Yaroslavtziev al variar la velocidad, con tal que la relación $h/b_1 > 1.5$ (h_1 tirante aguas arriba de la pila y b_1 ancho de la pila) no rebase la curva Laursen-Toch, fig. 17; esto es, existe un valor límite de la velocidad más allá del cual la socavación no progresa, mientras no varíe el tirante. Todo hace suponer entonces que con el criterio de Laursen-Toch se determina el intervalo de aplicabilidad de Yaroslavtziev. El desconocimiento de éste hecho puede conducir a resultados absurdos; en efecto, en ríos de montaña con velocidades muy grandes el criterio de Yaroslavtziev puede conducir a la predicción de socavaciones muy fuertes, que no ocurrirán en la naturaleza; para ríos con planicies, el criterio de Laursen-Toch, que es útil solo en condiciones extremas, conducirá a socavaciones muy grandes, que nunca llegarán a presentarse.

III.4.1 METODO DE LAURSEN-TOCH

Distingue dos casos generales; uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo. Para el primer caso la socavación se calcula con la expresión siguiente:

$$S_0 = K_1 K_2 b \text{ en donde } : \text{ --- (16)}$$

- So Es la profundidad de socavación, a partir del fondo, en m
- K₁ Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica, - No. 18 este tirante es el que aparece después de la erosión general.
- K₂ Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y que se encuentra en la tabla 7
- b Ancho de la pila, en m.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo ϕ con el eje de la pila, la socavación se determina con la expresión.

$$So = K_1 K_2 K_3 b \text{ ----- (17)}$$

en donde K₃ coeficiente que depende del ángulo ϕ y de la relación a/b, con la ayuda de la fig. No. 19.

En este caso la socavación no depende de la nariz de la pila, ni se ve afectada por el diámetro del material del fondo, tratándose de arenas. No aclaran si la expresión se aplica a gravas, pero en boleos no puede aplicarse. Laursen-Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se pueda presentar para un tirante dado. Observaron que si este se conserva y si aumenta considerablemente la velocidad del flujo la socavación no progresa. No proporcionan ningún criterio para calcular socavaciones menores que la máxima.

III.4.2 METODO DE YAROSLAVTZIEV

Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado con materiales no cohesivos y otro por cohesivos.

METODO PARA SUELOS GRANULARES

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer de la obser-

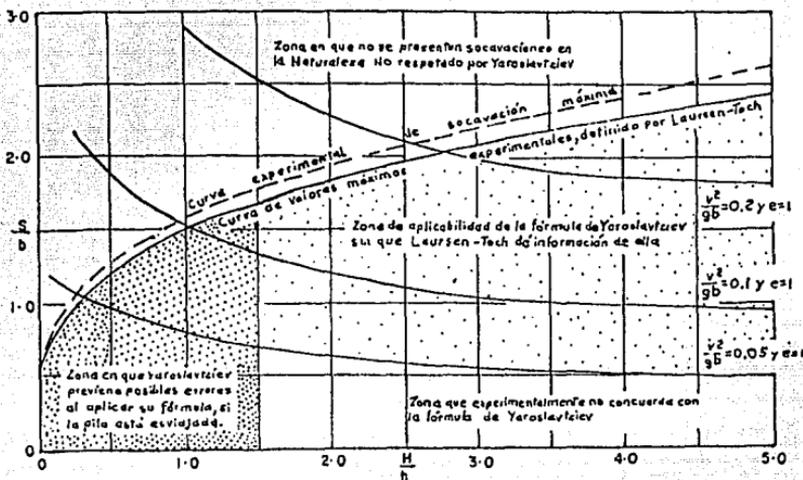
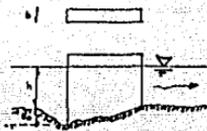
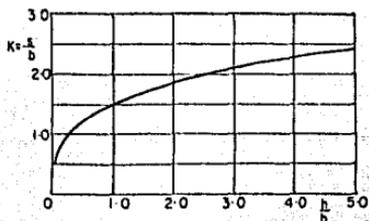


Fig. 17 GRAFICA QUE MUESTRA LAS ZONAS DE APLICABILIDAD DE LOS METODOS DE LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV



h : tirante de la corriente
 b : ancho de la pila
 S_o : profundidad de erosión

Fig. 18 RELACION ENTRE LA EROSION RELATIVA Y LA PROFUNDIDAD RELATIVA

TABLA 7

FORMA DE LA NARIZ			Coefficiente K2 de Schenck
Rectangular	$a/b = 4$		1.00
Semielíptico			0.90
Elíptico	$y/r = 2/l$		0.81
	$y/r = 3/l$		0.75
Lentilar	$y/r = 2/l$		0.81
	$y/r = 3/l$		0.69
FORMA DE LA NARIZ			SEGUN TISON
Biselada	$a/b = 4$		0.78
Perfil Hidrodinámico	$a/b = 4$		0.75

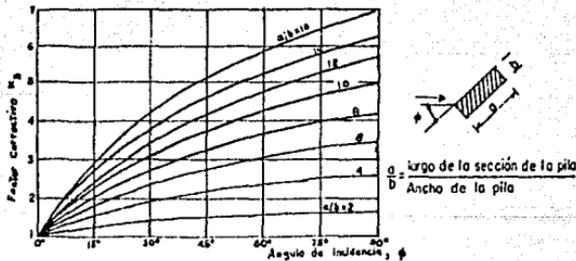


Fig. 19 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

vacación directa en varios puentes y es :

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 0.30 d \quad \text{en que : } \text{-----} \text{---(18)}$$

S_o Profundidad de socavación, a partir del fondo, en m.

K_f Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia de la corriente con el eje de la misma. Se encuentra en la fig. No. 20 (a, b y c).

K_v Coeficiente definido por la expresión: $\text{Log. } K_v = -0.022 V^2$ o puede encontrarse en la gráfica de la fig. No. 21. b_1

K_H Coeficiente que toma en cuenta el tirante de la corriente, definido por la ecuación $\text{Log. } K_H = 0.17 - 0.35 H/b_1$, o -- puede obtenerse con la curva de la gráfica No. 22.

e Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde esten colocadas las pilas; vale 0.6 y 1.0 si se ubican en el cauce principal o en el de avenidas, respectivamente.

V Velocidad media de la corriente, después de producirse -- la erosión general transversal, en m/s.

H_s Tirante de la corriente de la avenida, frente a la pila, en m. después de la erosión general.

b_1 Proyección en un plano perpendicular a la corriente del -- ancho y largo de la pila, en m si el ángulo de incidencia es igual a 90° , b_1 es igual al ancho b de la pila.

d Es el diámetro en cm de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el -- d_{85} en la curva granulométrica. Cuando el material del -- fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm se recomienda no -- considerar el segundo término de la fórmula.

Para Yaroslavtziev el esviamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, que incide con el ángulo máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo; con un ángulo menor (ver fig. 23) Yaroslavtziev

lavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores cuando $H_s/b_1 < 2$ y la pila este inclinada con respecto a la corriente, por estas condiciones los valores obtenidos son menores que los realmente se presentan.

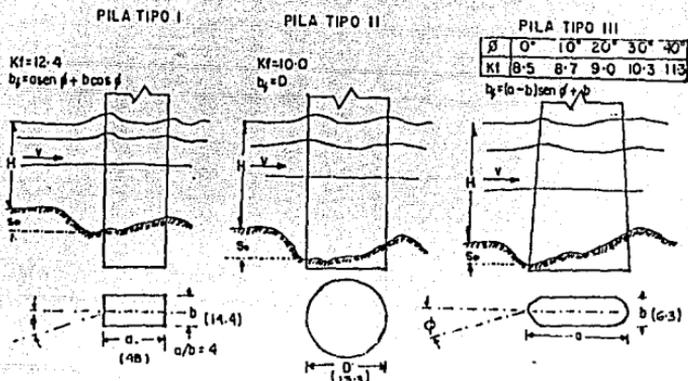
METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA SUELOS COHESIVOS.

Para valuar la socavación en este tipo de suelos se hace uso de la misma ecuación que para suelo no cohesivo, obteniéndose con ello un resultado -- aproximado mediante la apreciación en la resistencia a la erosión del suelo granular. Esto es tomando en cuenta el segundo término de la expresión (30d) en donde se considera un diámetro d equivalente para los suelos cohesivos que se presenta en la tabla 8. En este tipo de suelo el tiempo es otro factor importante en el proceso de erosión y debe ser tomado en cuenta dado que en el tiempo que tarda la avenida, no se alcanza la socavación calculada; es por tal que conviene tomar el gasto de diseño de una avenida con un período de retorno más bajo.

T A B L A 8

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS.				
Característica de los suelos	Peso volumétrico del material seco, en Ton/m ³ .	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeras arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosa)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2 - 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 - 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 - 2.5	10	10	6

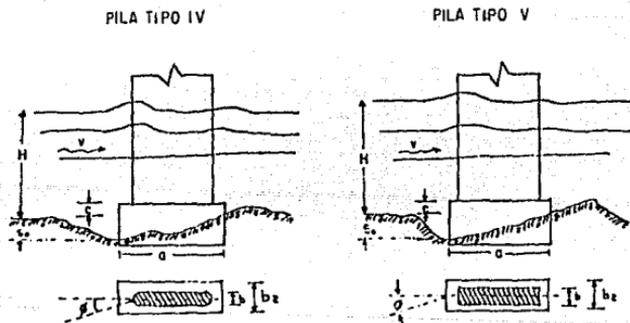
Referencia bibl. 5



Valores de Kf y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

Fig. 20a forma y dimensiones de pilas estudiadas

Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

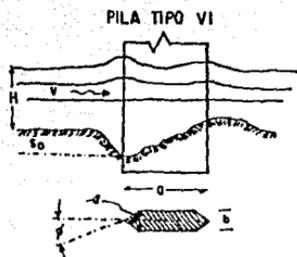


ϕ	COEFICIENTE Kf					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

Coefficiente $Kf=12.4$
 $b_1 = a \sin \phi + b \cos \phi$
 en donde $b_1 = b + (b_2 - b) C/H$

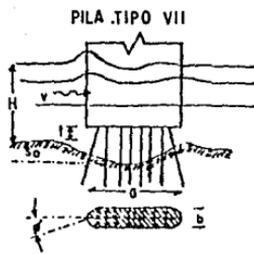
$b_1 = (a-b) \sin \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \sin \phi + b \cos \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$

Fig. 20b VALORES DE Kf Y b_1



ϕ	120	90	60
Kf	112.2	100	73

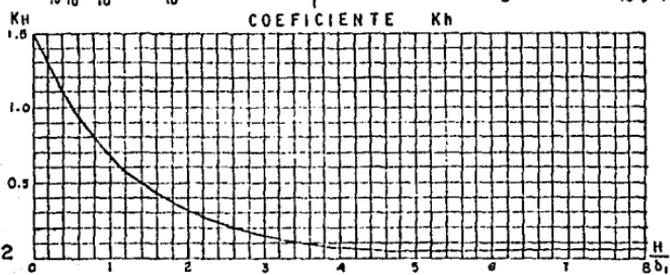
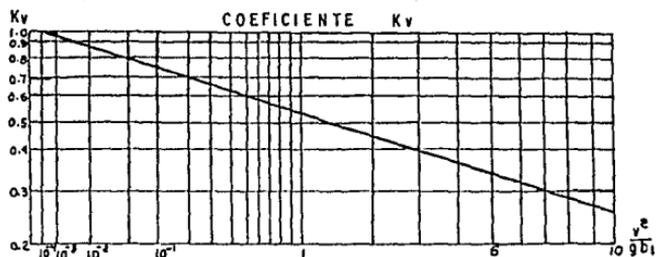
$$b_1 = (a-b) \operatorname{sen} \phi + b$$



ϕ	COEFICIENTE Kf				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.806	6.0	5.5
20	9.0	7.8	7.106	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.506	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.906	6.40	5.9

$$b_1 = (a-b) \operatorname{sen} \phi + b$$

Fig. 20c VALORES DE Kf Y b₁



GRAFICAS PARA EL CALCULO DE Kv Y Kh

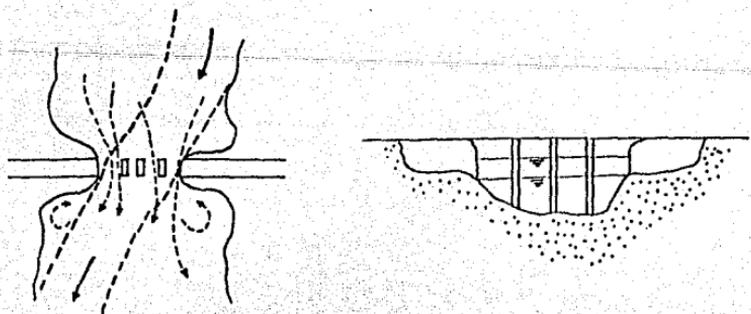


Fig. 23 UN CASO DE ESVIAJAMIENTO MAXIMO CON GASTOS MEDIOS

III.4.3 METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM

Para este método los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres modelos hidráulicos; en el primero se estudió la forma como se inicia la socavación y como progresa y se compararon los métodos de Yaroslavtziev y Laursen-Toch. En el segundo se trató de verificar para otras condiciones, las modificaciones propuestas para el cálculo de la socavación obtenida del primer modelo. En un tercer modelo se estudió la socavación en gravas y protecciones formadas por pedras plenas y también se estudiaron distintos tipos de protecciones.

En la fig. 10 se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de las partículas tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, forma de iniciarse el proceso y los avances sucesivos de la socavación.

Los valores de la socavación registrados con los que se trabajó, corresponden a los máximos observados, que no siempre se presentan en el mismo sitio de las pilas. Esa ubicación depende de la velocidad de la corriente o de si la pila está o no esviada. Cuando la velocidad es pequeña y apenas se inicia la socavación, esta se mide en la esquina de la pila rectangular y en la zona laterales a los 60° respecto al eje, en las circulares.

Para velocidades mayores con ángulo de incidencia de cero grados, la socavación máxima es medida en el frente de la pila, cualquiera que sea su forma.

Si la pila está esviada, el valor de la socavación (ver fig. 10) podrá ser medido en alguna parte del frente, cuando la velocidad es menor que la crítica de arrastre. Si la velocidad es tal que ya se tiene un arrastre continuo de partículas, la máxima erosión se mide en el frente de la pila y si la velocidad es mucho mayor, en la esquina no protegida de aguas abajo (esquina c).

Los datos obtenidos de cada ensayo para la condición de máxima socavación, se resumieron en tablas. Con ello y por medio del análisis se obtuvieron varios parámetros adimensionales que revelaban, al graficarlos, alguna dependencia con la socavación; de entre ellos se obtuvo al final una gráfica para la pila rectangular, que concordaba con la mayoría de los valores observados.

Los parámetros adimensionales que en ella intervienen (ver fig. 24) son $\frac{do+ds}{b1}$

y $F^2 = \frac{v^2}{gdo}$ en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente y con H/b como parámetro interior, con lo que se tiene una curva para cada valor -- fijo de H/b que se haya seleccionado donde:

H Tirante medio de la corriente antes de la erosión.

So Socavación medida desde el nivel del fondo

b Ancho y largo de la pila proyectada en dirección -- normal a la corriente.

V Velocidad media de la corriente frente a la pila

En general, el parámetro F^2 se debe corregir y puede expresarse como :

$$F^2 = fc \frac{v^2}{gdo}$$

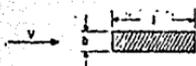
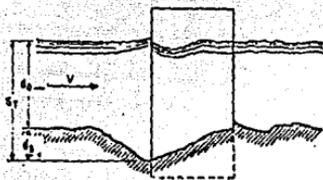
En que fc es un coeficiente de corrección que depende del ángulo de esviajamiento, según se indica en seguida (tabla 9).

T A B L A 9				
G	0°	15°	30°	45°
fc	1	1.25	1.40	1.45

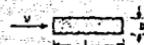
Si el ángulo de incidencia es mayor de 45°, considerense como dirección original al otro eje de la pila. Curvas similares se obtuvieron para la circular y la redondeada como se muestra en las figs. 25 y 26. La rama inclinada de la gráfica para la pila circular tiene menor pendiente que la misma rama para la pila rectangular. Este hecho hizo ver que para idénticas condiciones de b, do y v la socavación se inicia primero y va alcanzando valores mayores en una pila circular que en una redondeada.

Para los casos en que la pila redondeada este esviajada, se comprobó que los valores del modelo correspondían a los dados por la gráfica, siempre y cuando se tomara en lugar de b a la proyección de la pila sobre un plano perpendicular y se entrara también con $\frac{v^2}{gdo} fc$ en el caso de $\frac{v^2}{gdo} < 0.6$.

PILA RECTANGULAR

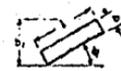


a) Si la pila está alineada con el flujo:



b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{C_d}{C_d'} = F = f_c \frac{V^2}{g b^3}$$



en que:
 b , es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo
 El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

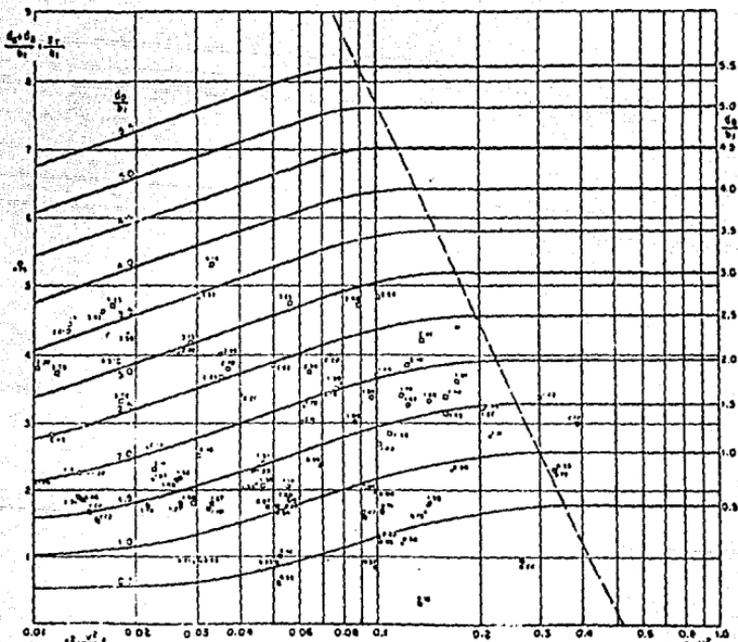
Arene negra, diám. 0.17mm

Arene blanca, diám. 0.36mm

Arene roja, diám. 1.30mm

Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$

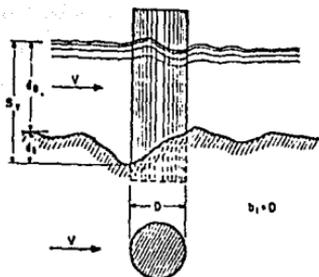
Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$



Gráfica para el cálculo de la socavación local en pilas rectangulares

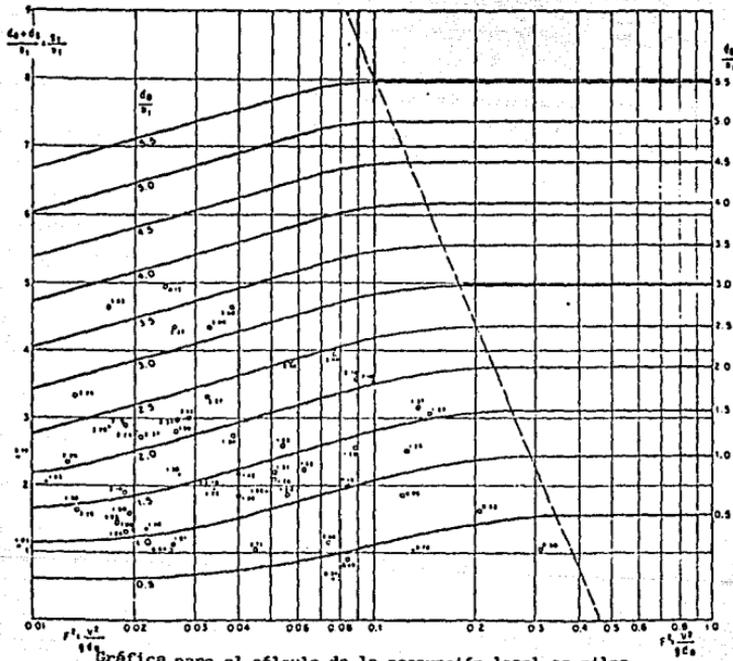
Fig. 24

PILA CIRCULAR



SÍMBOLOS

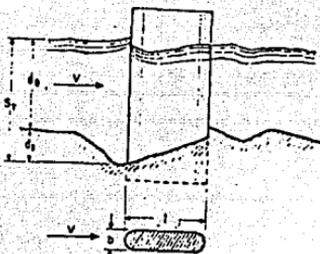
- Arena negra, diám. = 0.17mm ●
- Arena gris, diám. = 0.25mm ○
- Arena rosa, diám. = 1.30mm ◻



Gráfica para el cálculo de la socavación local en pilas circulares

Fig.25

PILA REDONDEADA



a) Si la pila está alineada con el flujo,

$$k_c = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente,

$$\text{los parámetros son } \frac{d_0}{b_1} = F k_c \frac{v^2}{g d_0}$$

en que:

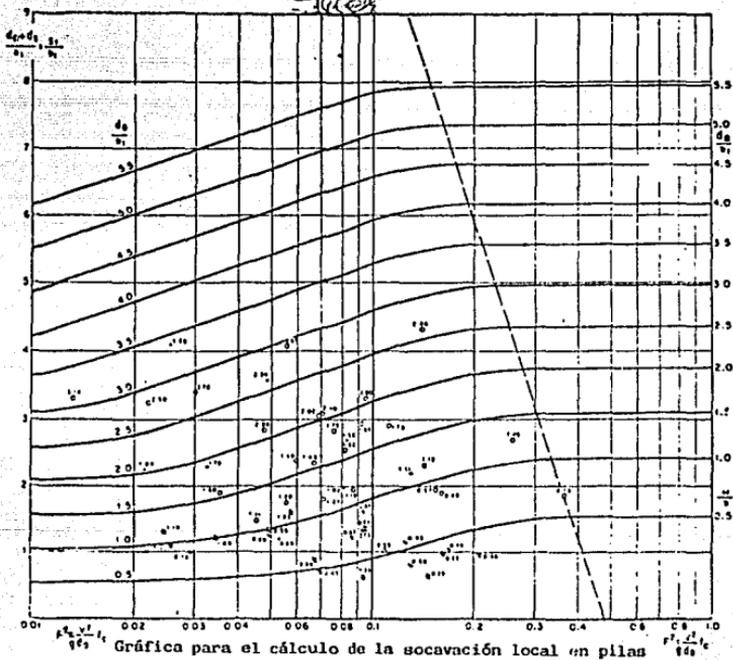
b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente k_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
k_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

- Arena negra, diám. ≤ 0.17 mm
- Arena media, diám. ≤ 0.36 mm
- Arena fina, diám. ≤ 1.30 mm
- Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$
- Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$



Gráfica para el cálculo de la socavación local en pilas redondeadas

Fig. 26

Una vez dibujadas las tres gráficas se pudo encontrar que para valores, $V^2/gdo < 0.1$, la socavación obtenida para la pila esviada es prácticamente la misma que si estuviera alineada con la corriente y aún más, para valores de $V^2/gdo < 0.02$ la erosión en la pila esviada es menor que la alcanzada para las mismas condiciones al pie de una pila alineada. Es importante destacar que las curvas presentadas, fueron trazadas para materiales cuyo diámetro medio era de 0.17 y 0.56 mm; para cuando se desea conocer la socavación en fondos cuyo diámetro medio es 1.30 mm., la gráfica siempre da valores mayores que los obtenidos; esa diferencia es tanto mayor cuando menor es el parámetro F^2 ; si este es mayor de 0.1 ya no se nota la influencia del diámetro, o sea, se ve claramente que el diámetro del material si influye en el valor de la socavación y que su influencia es menor a medida que aumenta el valor de F^2 .

III.4.4 LIMITACIONES DEL CRITERIO PROPUESTO.

Son dos las limitaciones principales para el uso de estas gráficas.

La primera es que han sido construidas únicamente para tres diferentes formas de pila.

La otra consiste, en que no hace intervenir el diámetro del material, sobre todo cuando se trata de materiales gruesos.

III.5 SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS Y METODO DE CALCULO

SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS

Este método consiste en determinar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón o estribo, relacionado con el gasto total de la corriente, del talúd que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El método que relaciona estas características es el de K.F. Artomonov, que permite conocer la socavación al pie de un estribo, medida desde la superficie libre de la corriente, con la expresión:

$$ST = R_c P_q P_k H_o \quad (19)$$

en donde

P_{oc} Es un coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en la fig. 27, su valor se puede encontrar en la tabla 10

P_q Coeficiente que depende de la relación $Q1/Q_r$ en que $Q1$ es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, y Q_r el gasto total de la corriente. El valor de P_q puede obtenerse en la tabla 11.

P_k Coeficiente que depende del talúd que tiene los lados del estribo; su valor puede obtenerse en la tabla 12.

H_o Es el tirante que se tiene en la zona cercana al espigón en m antes de la erosión.

T A B L A 10					
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_{oc} EN FUNCION DE α					
α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{oc}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

T A B L A 11								
VALORES DEL COEFICIENTE P_q EN FUNCION DE $Q1/Q_r$								
$Q1/Q_r$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Referencia bibl. 5

T A B L A 12

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO PK EN FUNCION DE K.						
Talud K	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
PK	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Referencia bibl. 5

Como puede observarse cuando $\alpha = 90^\circ$ y el talud del estribo sea vertical, la expresión se reduce a $ST = Pq Ho$; también puede notarse que con un talud de 3:1 en la punta del estribo, la erosión se reduce del 25% al 50%. Todo lo anterior se explica en forma semejante en el caso de espigones, si éstos están construidos en ambas orillas uno frente a otro; entonces ST se puede reducir hasta el 75%.

$$ST = 0.75 Pq Pk Ho$$

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de aguas abajo del mismo porque es una zona que tiende a ser erosionada.

A continuación se presentan algunos métodos con base a experimentos que se hicieron para reducir la socavación local al pie de pilas y estribos de puentes.

III.6 PROTECCION CONTRA LA SOCACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS

III.6.1 PROTECCION AL PIE DE PILAS. Se pueden distinguir dos formas principales para reducir la socavación. La primera consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila, con lo que se suprimen o reducen los vórtices que se generan en las esquinas; la segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Para el primer caso la solución propuesta por Levi y Luna es colocar aguas arriba de la pila, una pantalla vertical del mismo ancho que la de ella a una separación de 2.2b, tal como se indica en la fig. No. 28. Esta protección es útil cuando el ángulo de incidencia es cero grados. Para pilas esvías jadas no se ha realizado ningún ensayo de protecciones.

T A B L A 13

DIAMETRO MINIMO DE LAS ROCAS QUE FORMAN EL PEDRAPLEN DE PROTECCION EN FUNCION DE SU PESO ESPECIFICO Y DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE (CM)

Velocidad de la corriente m/s	Peso específico del material (Kg/m^3)				
	1500	1800	2000	2200	2400
1.....	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
Referencia bibl. 5			85	77	70

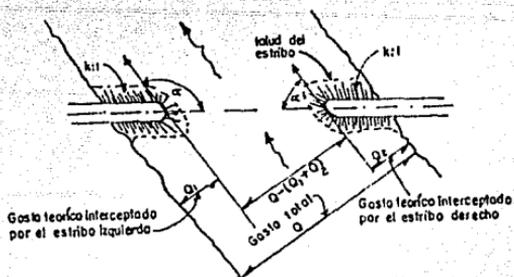


Fig. 27 DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS

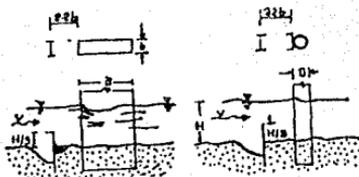


Fig. 28 COLOCACION DE LAS PANTALLAS PROTECTORAS SEGUN LEVI-LUNA

La altura más económica de la pantalla es de solo 1/3 del tirante máximo, ya que su acción protectora es la misma que si sobresaliera hasta la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila, en un 70% aproximadamente. En caso de que se tenga un cono máximo formado por la erosión, el hueco se rellenará hasta alcanzar las mismas condiciones que --- cuando la protección sea colocada antes de producirse la erosión. Una protección del segundo tipo estudiada por Maza y Sánchez Bribiesca consiste en --- sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión, como guijarros, boleos o cantos rodados.

A continuación se presentan en forma resumida una serie de recomendaciones --- obtenidas durante las pruebas efectuadas para esta clase de protección, tanto con aire como con agua.

- a) De preferencia el boleo debe ser de un diámetro uniforme; si esto no es posible el diámetro mínimo deberá ser mayor para cada caso que el especificado en la tabla 13.
- b) La protección estará formada por un mínimo de tres capas, ya que de lo --- contrario el material del fondo será extraído entre los huecos y el cono erosionado se producirá de la misma manera.
- c) Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente se recomienda colocar la protección a partir del nivel inferior que pueda alcanzarse durante la socavación general, tal como se muestra en la fig. No. 29.
- d) Esta protección sirve cualquiera que sea el ángulo de incidencia α si el ángulo es igual a 0° se puede colocar la protección en el frente de la --- pila. Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado, hay que rodear la pila con el pedraplen. Si el ángulo de incidencia no varía y el flujo incide siempre en el mismo lado, se puede reducir un poco el material colocado; así, en el ejemplo de la fig. 30 sólo se colocaría material de acuerdo a la línea llena que se ha marcado en --- planta.
- e) Para acomodar el material se excava una trinchera alrededor de la pila --- (o sólo al frente si $\alpha = 0$ grados) hasta la profundidad de la socavación calculada al pie de la pila.

Esto permitirá colocar al menos el acomodo de tres capas de material.

- f) El diámetro de las partículas que forman la protección dependerá del tirante y velocidad media máxima de la corriente cuando las piedras son descubiertas. En la tabla 13 se registran los diámetros que se recomiendan para diferentes velocidades y tirantes.

III.6.2 PROTECCION AL PIE DE ESTRIBOS

Para el caso de los estribos se puede utilizar pedraplenes en forma análoga a la descrita para las pilas, aunque existe una mejor solución que disminuye la socavación y orienta a las líneas de corriente de modo que al pasar por la sección del cruce sean paralelas a las pilas; además uniformiza el flujo en toda esa sección. Esto se consigue por medio de diques encauzadores como los mostrados en la fig. 31.

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del cruce corresponde a un segmento del elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo se continúa aguas abajo con otro dique que tiene una longitud aproximada de la tercera parte del anterior. Para poder fijar la geometría se utilizará el criterio propuesto por A.M. Latuischenkov, quien fija la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación Q/Q_m en donde Q es el gasto total de la corriente en avenida máxima y Q_m el gasto que corre por el cauce en el ancho formado por la sección del puente (ver fig. 32).

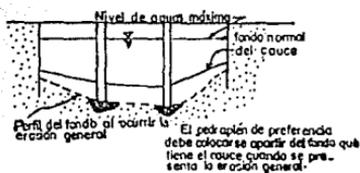
Según Latuischnkov, para el dique de aguas arriba

$$X_0 = \lambda B_m \quad Y_0 = \lambda Z B_m, \text{ en donde } \dots \dots \dots (20)$$

B_m , es el claro del puente, en m

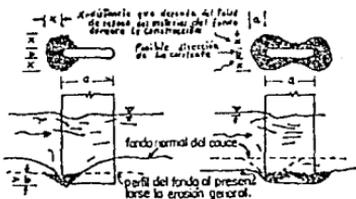
Z , es la relación que existe entre Y_0 y X_0 , y está en función de la relación Q/Q_m , su valor se encuentra en la tabla No. 14.

λ , coeficiente que depende de Q/Q_m y de si se construye un dique en cada estribo, o sólo se hace en uno de ellos. Su valor se puede encontrar en la fig. 33.



Colocación del pedraplén de protección

Fig. 29



- a). Caso en que el ángulo de incidencia son cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta en ese momento socavación local y no se tienen condiciones de socavación general.
- b). Caso en que el ángulo de incidencia varía. La línea gruesa del fondo indica condición de máxima erosión general.

Fig. 30 Formas de colocar el boleo para evitar la socavación local

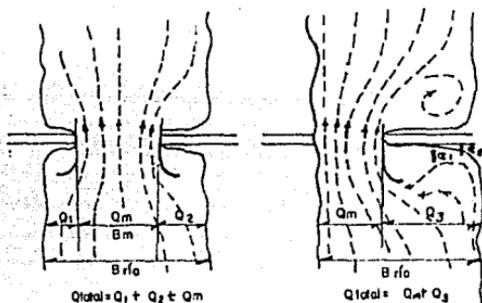


Fig. 31 e_1 y e_2 son espigones para evitar la erosión en el terraplén

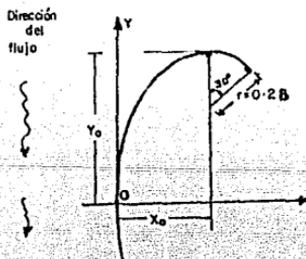


Fig. 32 GEOMETRIA DE UN DIQUE DE ENCAUZAMIENTO

T A B L A 14

		Valores de $Z = \frac{Y_0}{X_0}$			
Q/Q_m	1.175	1.19 - 1.33	1.35 - 1.54	1.56 - 1.82 o más	
$Z = \frac{Y_0}{X_0}$	1.50	1.67	1.83	2.00	

Referencia bibl. 5
 Ya conocido X_0 y Y_0 , el resto de los puntos está dado por la expresión:

$$X = X_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_0^2}} \right) \text{ ----- (21)}$$

El extremo de aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo, cuyo radio es igual a $0.2B$, y que abarca el ángulo de 30° . El dique hacia aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de aguas arriba, de tal manera que:

$$X = X_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_0^2}} \right) \text{ ----- (22)}$$

en donde Y varía de 0 a $-\frac{1}{3} Y_0$

El eje de las ordenadas estará ubicado paralelamente a la dirección que se desea sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente (ver fig. 34)

La principal desventaja de la solución, comparada con la protección formada por un pedraplén, es su costo más elevado. Debido a élllo, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizado, cuando no se quisiera encauzar - debidamente a la corriente, sino solo proteger el pie del estribo.

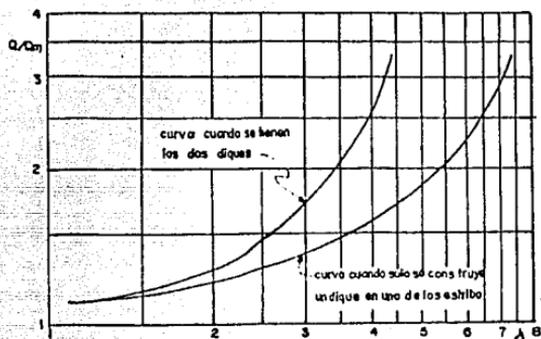
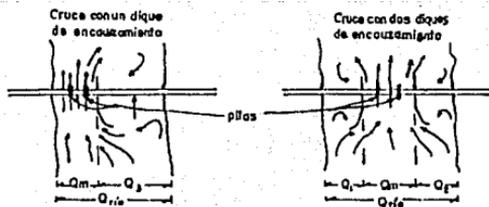


Fig. 33 VALORES DE Δ



Fig. 34 Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente.

Referencia bibl. 5

CONCLUSIONES

El problema de drenaje de las vías terrestres es de fundamental importancia para la estabilidad y funcionamiento de la ruta y su estudio y análisis; -- forma parte integrante del proyecto de las vías de comunicación; esto obliga a la obtención de la información que permita la valuación de los fenómenos físicos que puedan afectar la obra en su funcionamiento hidráulico. Es la razón de la importancia de los estudios topohidráulicos y de socavación, ya que sin el apoyo de estos; la obra quedaría condenada a fallar, o sobrada en algunos casos. En síntesis se puede concluir los siguientes puntos:

1).- El proyecto de un puente en el cruce de una vía terrestre, desde el -- punto de vista hidráulico, requiere siempre de un estudio topohidráulico e hidrológico, ya que en base a los resultados de estos estudios se determina el gasto de diseño de la estructura de drenaje, dato que resulta indispensable para su dimensionamiento hidráulico.

2).- Es fundamental para proyectar puentes el estudio de la profundidad de socavación, que permita definir la profundidad adecuada de desplante de sus pilas y estribos, desde el punto de vista de arrastre de los materiales que constituyen el lecho de las corrientes.

3).- Las obras de protección y encauzamiento, canalizaciones, etc. que en ocasiones son indispensables para el buen funcionamiento de los puentes, deben también proyectarse desde el punto de vista hidráulico.

4).- Es importante considerar las dimensiones de cuerpos flotantes que -- arrastre la corriente, ya que pueden ser causa de falla de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ven-Te-Chow, "Hidráulica de los canales abiertos", Traducción en español, primera edición, Editorial Diana, México 1982.
- 2.- Acevedo Acosta Alvarez, "Manual de Hidráulica", Traducción en español, sexta edición, Editorial Harla, México 1973.
- 3.- Miguel Montes de Oca, "Topografía", cuarta edición, editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería, México 1977.
- 4.- Raymond E. Davis y W. Kelly, "Topografía Elemental", traducción en español, cuarta impresión, editorial C.E.C.S.A., México 1978.
- 5.- B. Pulg y otros, "Socavación en Cauces Naturales", Publicación - de la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T., México 1970.
- 6.- Maza Alvarez J.A., "Socavación en Cauces Naturales", Publicación del Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., - México 1968.