



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS**

**“Estudio del modelo físico de las alternativas de
protección para evitar la socavación local en pilas y
estribos de puentes”**

Para obtener el título de:

Ingeniero Civil

PRESENTA:

José Miguel López Zepeda

ASESOR:

Dr. En Ingeniería Caminos Canales y Puertos

Constantino Domínguez Sánchez

Tesis Apoyada por:



Morelia Michoacán Abril del 2014



Agradecimientos

A Dios:

Por darme la oportunidad de estudiar, y sobre todo salud. Por poner en mí camino a mis amigos que siempre me enseñaron a luchar y no temer a los retos.

A mi madre; Josefina Zepeda Vilchis.

Por el gran amor que nos ha brindado y por el gran esfuerzo que hizo para que tuviéramos educación.

A mi hermana; María del Roció López Zepeda.

Por el apoyo que le dio a mi madre en estos últimos 3 años para que yo pudiera terminar la carrera.

A mis tíos y primos:

Por la motivación, apoyo y confianza.

A mi asesor:

Por compartir sus conocimientos y experiencia en la Ingeniería de Ríos, para el desarrollo de este trabajo. Por su apoyo para la realización del mismo.

A mis amigos;

De la sección 6 y 1. Por la amistad, por compartir sus conocimientos, tiempo y esfuerzo.

A las siguientes personas, quienes me ayudaron en la construcción del modelo y en conseguir la arena de río:

- Gisela Álvarez Escobedo
- Luis Alberto Morales Estrada
- Fidelmar Merlos Villegas
- Omar Lucas Urbina
- Antonio Torres Martínez
- Julio Cesar Reyes Hernández
- Rogelio Castro Gonzaga
- Y a los compañeros de servicio social.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Índice

Resumen.....	4
Abstrac	4
Capítulo I. Introducción.....	5
Capítulo II. Antecedentes y recopilación de información	6
II.1. Problemática.....	6
II.2. Antecedentes.....	7
II.3. Economía	11
II.4. Recopilación de información.....	12
II.5. Clasificación de ríos	17
Capítulo III. Marco Teórico.....	22
III.1. Socavación	22
III.2. Ecuaciones de socavación local	24
III.3. Medidas de protección contra la socavación local.....	24
III.4. Secuela de cálculo para las medidas de protección contra la socavación local en pilas.....	30
III.5. Protección contra la socavación local al pie de estribos	31
III.6. Selección de escalas	39
III.6.1. Nuevos horizontes en la simulación de fenómenos hidráulicos	40
III.6.2. Teoría de la similitud.....	41
III.6.3. Leyes de semejanza	43
III.6.4. Condiciones de similitud para modelos distorsionados.....	44
III.6.5. Ley de Similitud de Froude para modelos distorsionados	45
III.6.6. Ley de similitud de Reynolds para modelos distorsionados.....	46
III.7. Secuela de cálculo del trazo del modelo.....	48
Capítulo IV Construcción del modelo	50
IV.1. Introducción.....	50
IV.2. Adecuación de la zona	50
IV.3. Trazo de la malla.....	51
IV.4. Trazo del modelo.....	51
IV.5. Realización de escantillones de las secciones transversales.....	52

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

IV.6. Colocación de las paredes.	53
IV.7. Colocación de cilindros para el encauce del flujo.	54
IV.8. Colocación y nivelación de arena para representar las pendientes escaladas. .	54
IV.9. Nivelación.	54
IV.10. Colocación de arena para formación de las secciones transversales.	56
Capítulo V. Modelos y pruebas realizadas	59
V.1. Aforo de gastos a utilizar.....	59
V.2. Primera prueba	60
V.3. Segunda prueba	62
V.4. Tercera prueba	63
V.5. Cuarta Prueba.....	64
V.6. Quinta prueba	70
V.7. Sexta Prueba (Prueba realizada con pilas y estribos).	72
V.8. Pruebas de Socavación.	77
V.8.1. Pruebas de socavación local para Tr 2 años y Tr 10 años.	78
V.8.2. Pruebas de medidas de protección (enrocado), para evitar socavación local en Tr 2 años y Tr 10 años.....	88
V.8.3. Pruebas de medidas de protección (Diques) para evitar socavación local en periodos de retorno “Tr 2 años y Tr 10 años.”	99
V.8.4. Pruebas de medidas de protección (Diques y pantallas aguas arriba), para evitar socavación local en periodos de retorno “Tr 2 años y Tr 10 años”.	104
V.9. Análisis de resultados.....	109
V.10. Conclusiones y recomendaciones.....	114
V.10.1. Socavación.	114
V. 10.2. Conclusiones de las alternativas de protección probadas.....	114
V.10.3. Recomendaciones.....	114
Referencias Bibliográficas.....	116

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Resumen

En el presente proyecto, se propondrán las alternativas de protección, para reducir la socavación local, desde luego estas serán las más convenientes económica y técnicamente para el país. El estudio se hizo referente a un prototipo, topográfico, hidrológico y de geometría de la estructura. Este se reprodujo a un modelo físico, utilizando el método de “Ley de similitud de Froude para modelos distorsionados”.

Al construir el modelo físico, se realizaron las pruebas de; deformación de los bordos de río, inicio de movimiento y socavación para los periodos de retorno (Tr) de 2 años y 10 años, posteriormente se optó por utilizar las medidas de protección: enrocado, diques, y pantallas aguas arriba, por ser las mejores medidas de acuerdo a la literatura especializada. Se realizó una clasificación del prototipo de acuerdo al Manual de Ingeniería de Ríos, esta clasificación servirá para el diseño de diques.

Se realizaron las pruebas de alternativas de protección, con los periodos de retorno anteriores. Con los resultados obtenidos y comparados con los de socavación local, se logró establecer un criterio de las mejores medidas de protección para reducir la socavación local. Y así dar las recomendaciones correspondientes.

Palabras Clave: Socavación local, medidas de protección, pilas y estribos.

Abstrac

In this project , alternative protection is proposed to reduce the local scour , of course these will be the most economical and technically suitable for the country. The study was made concerning a prototype , topographic, hydrological and geometry of the structure . This was reproduced on a physical model using the method of " Froude similarity law for distorted models."

In constructing the physical model tests were performed ; deformation of the edges of rivers, beginning of movement and scour for return periods (Tr) of 2 and 10 years later it was decided to use protective measures : riprap , dikes and screens upstream , to be the best measures according to the literature. Rated prototype according to Engineering Manual Rivers was performed , this classification will serve to dam design .

Alternative tests of protection with return periods above were performed. With the results obtained and compared with those of local scour , it was established criteria of the best protective measures to reduce local scour . And give appropriate recommendations.

Keywords : Local Scour , protective measures , piers and abutments.

Capítulo I. Introducción

La presente tesis tiene como objetivo determinar las medidas de protección que ayuden a disminuir el fenómeno de la socavación local que se presenta debido que el flujo de un río se encuentra con una obstrucción. En este caso son las pilas y los estribos de un puente.

El puente a analizar es un proyecto realizado por la constructora ISDECON; en este sentido, se basó en la topografía del lugar y en un estudio Hidrológico de la zona, además del proyecto estructural.

De los trabajos más importantes es la modelación matemática, en la cual utilizamos el programa de AUTOCAD y HEC-RAS, con los cuales se obtuvieron resultados de la socavación con sus respectivas limitaciones. También, se realizó la modelación física en la cual se representan las secciones transversales y el puente a una escala determinada mediante el método llamado “Similitud de Froude para modelos distorsionados”.

Una vez obtenidos los resultados de la socavación, se pusieron a prueba diversas medidas de protección contra la socavación local. Dichas medidas de protección se eligieron de acuerdo a las posibilidades económicas de aplicación, así como a la importancia de reducción del fenómeno de socavación que presenten.

Los resultados obtenidos podrán dar una referencia a los diseñadores de puentes y de las medidas de protección que reduzcan la socavación local para evitar la falla de un puente.

Es importante este estudio porque los fenómenos meteorológicos en el país, en especial la precipitación pluvial, se han dado con mayor frecuencia en meses atípicos.

Capítulo II. Antecedentes y recopilación de información

II.1. Problemática

Parte de los elementos que conforman a un camino son las estructuras de cruce o puentes. La finalidad de un puente es pasar con el eje del camino por encima de un accidente geográfico o cualquier obstáculo físico. Ejemplo de ello son los ríos o un cuerpo de agua para lograr, de esa manera, la comunicación entre ambos lados de este cuerpo de agua. Para lograr lo mencionado, es necesario apoyar los puentes sobre estribos que se construyen en los márgenes de estos cuerpos de agua (ejemplo ríos). Pero cuando estos cruces son de gran longitud, es necesario apoyarlos en pilas intermedias que se desplantan sobre el lecho del río.

Un puente es una estructura vulnerable a diversos factores derivados de la acción de los agentes naturales. La principal problemática, desde el punto de vista de la hidráulica, es que los estribos de los puentes y las pilas intermedias que soportan la estructura se ven en peligro de un colapso a causa de que el material encontrado en el fondo del río y al pie de la estructura, es extraído por el brusco cambio de velocidades dando como resultado que la pila o estribo del puente pierda profundidad en su cimentación o, en el peor de los casos, que quede totalmente al descubierto la zapata de cimentación.

En el campo de la ingeniería civil, es muy importante predecir la magnitud de la erosión que una corriente dada puede provocar al pie de las diferentes obras hidráulicas que queden inmersas o en contacto con el agua, tales como pilas y estribos de los puentes, drenajes y taludes de carreteras. Sin embargo, en el país, el colapso de dichas obras ha ido en aumento debido al fenómeno de socavación.

Existen muchos factores que han influenciado este incremento de fallas, entre ellos se encuentran los cambios climatológicos provocados por el calentamiento global. Estos cambios climáticos dan origen a lluvias atípicas que provocan eventos extremos con escurrimientos cada vez mayores. También, la deforestación de las cuencas hidrológicas de aportación ha provocado menor infiltración y más escurrimientos, originando el aumento del gasto de las cuencas.

El aumento del gasto en las cuencas origina un gran problema, ya que, en las obras de cruce de cauces, los gastos de diseño han sido rebasados en periodos más cortos a lo proyectado y el fenómeno de socavación se ha incrementado.

La socavación local es la erosión o remoción de material del fondo del cauce de una corriente, fenómeno que ocurre alrededor de una estructura apoyada en dicho fondo, como una pila o estribo de un puente y se debe a la intrusión de la estructura en el flujo del cauce. Si la profundidad de la socavación excede determinada magnitud, la pila puede perder apoyo y fallar, lo que haría colapsar al puente.

II.2. Antecedentes

En 1976, Smith realizó una estadística sobre las fallas de 143 puentes en todo el mundo, considerando como resultado que 1 fallo fue debido a la corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y, finalmente, 70 fueron causados por avenidas (de los cuales, 66 fueron debidos a la socavación, un 46% del total).

En Estados Unidos, la socavación es responsable de más colapsos de puentes que todas las demás causas juntas. Se estima que uno de cada 35 puentes sobre corrientes podría colapsar por socavación. En 2003, EUA tenía 26,472 puentes en condición crítica por socavación, así como 26,890 susceptibles a este fenómeno. En 1998, la socavación producida en ríos de la costa de Perú por el fenómeno “El Niño” destruyó 68 puentes. Según en un reporte técnico se declara que “ni una guerra podría causar tal devastación”.

En México, los escurrimientos extraordinarios producidos por tormentas y huracanes suelen causar colapsos de puentes, en ocasiones múltiples. Por ejemplo, el huracán Stan destruyó decenas de puentes en 1999 y en el sur del país, en 2005, ocurrió algo semejante (Bonilla, 2010).

Entre 1973 y 1990 se reportaron daños por inundaciones de 173 mil millones de pesos anuales, incluidos los derogados en puentes. Al igual, durante el huracán Janet, en septiembre de 1955, hubo socavación en la base las pilas del puente que une a San Luis Potosí con Morales. De esta manera, en el sur del país se han registrado continuos colapsos debido a la presencia de avenidas extraordinarias.

En 2003, en el puente infiernillo, entre Nueva Italia y Lázaro Cárdenas, se inclinó o desplomó una de las pilas a causa de la socavación, por lo que se llevaron a cabo los trabajos de rehabilitación de alto costo.

El colapso por socavación local de un puente sobre el río Tonalá, en el límite de los estados de Veracruz y Tabasco, causó interrupción de la circulación terrestre sobre una importante carretera que comunica al sureste del país, en el año 2010. En el año 2011, otro puente se colapsó en los límites de los Estados de Nayarit y Jalisco por el mismo fenómeno de socavación de una pila central dejando la zona entre Puerto Vallarta y Nuevo Vallarta comunicada incipientemente por un solo puente durante un par de meses. La creciente frecuencia de los eventos meteorológicos extraordinarios, causada por el cambio climático, hará cada vez más crítica la seguridad de los puentes que cruzan corrientes superficiales. Los costos de las pérdidas por el colapso de un puente, son siempre de difícil estimación en términos económicos y de innumerables inconvenientes, sin mencionar los riesgos para los usuarios.

De una base de datos de 77 puentes evaluados por la secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), en los tramos carreteros entre Playa Azul-Manzanillo, Manzanillo-Minatitlán y Zihuatanejo-Playa Azul, en 2002 se reportó

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

que casi 81% de las estructuras cruzan ríos o arroyos y, de estas, más de la mitad presenta algún tipo de socavación en pilas, estribos o taludes.

Después de que se conoció el colapso del Puente Tonalá (Veracruz-Tabasco) por socavación, se inició el análisis de los datos del SIPUMEX, versión 2009, entregado por el administrador del mismo sistema.

El IMT recibió, por parte del administrador de SIPUMEX en el año 2009 el (20091008) y el (20091013), un archivo con los puentes que han sido reparados por problemas de socavación en los últimos 5 años, que se denominarán “Puentes con trabajo de cauce.” De dichos archivos, se presenta la siguiente Fig. 2.1.

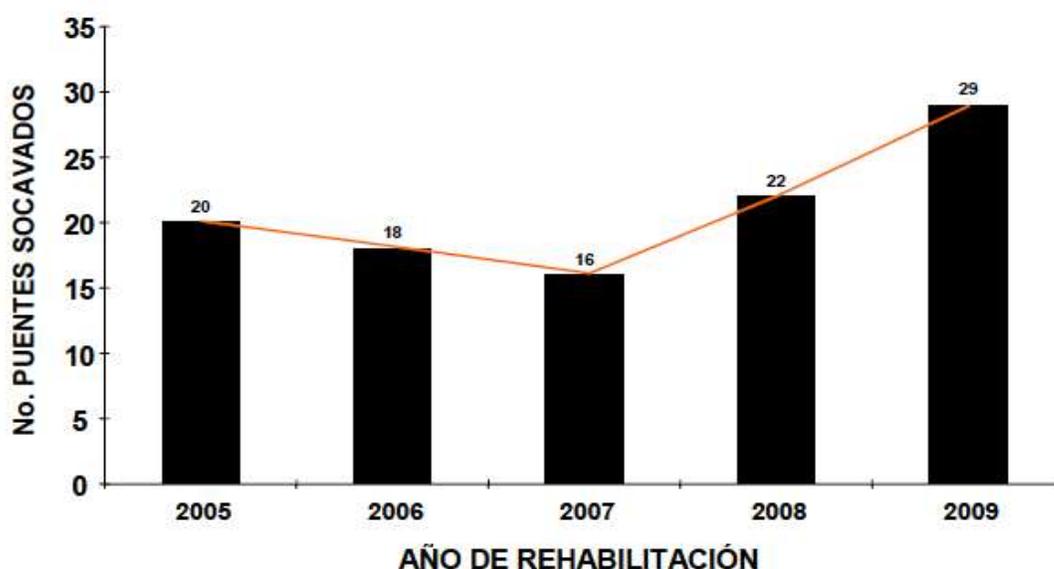


Figura 2.1. Número de puentes con trabajos de cauce entre 2005 y 2009. Fuente: Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.

Entre 2005 y 2009 se presentó un aumento en el número de puentes con trabajo de cauce, los cuales suman un total de 105. Sin embargo, tres de ellos no presentaban coordenadas reales, por lo que se consideraron 102.

La Fig. 2.2 muestra el primer paso del análisis de los 105 puentes asignados a una clave de acuerdo a los puentes con trabajos de cauce separados, según el tipo de paso.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

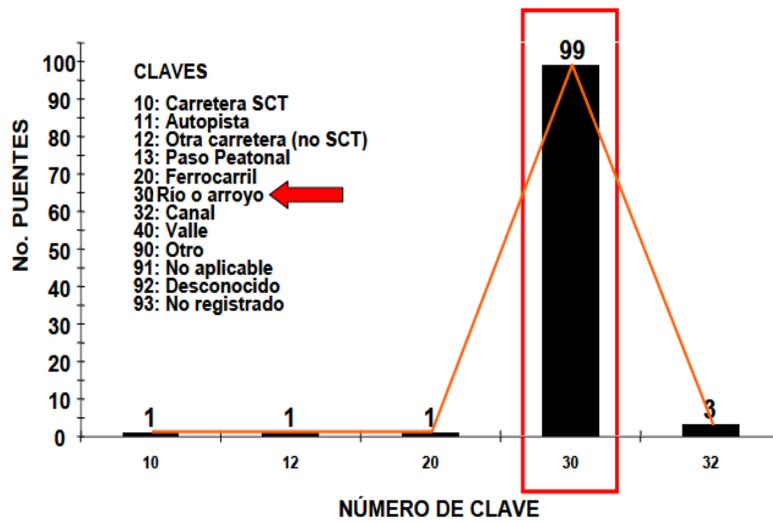


Figura 2.2 Número de puentes con trabajo de cauce separados según el tipo de paso, Fuente: Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.

La Fig. 2.3 muestra una subdivisión de los puentes (con trabajo de cauce) por el tipo de cimentación:

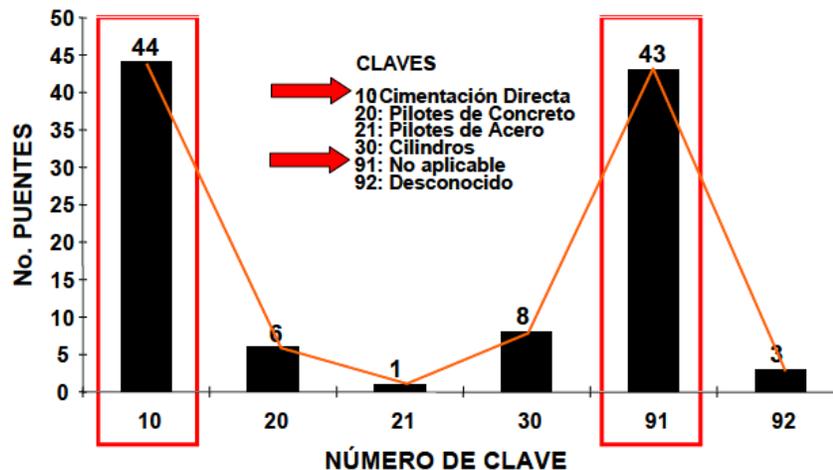


Figura 2.3. Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación: sobre pilas. Fuente: Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.

Como se puede observar, las de mayor incidencia son las de clave 44 Cimentación Directa (tipo superficial) y clave 91 No aplicable (las que son de un solo claro y, por lo tanto, solo cuenta con estribos).

En la Fig. 2.4 se muestra el número de puentes que fallan por socavación estribo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

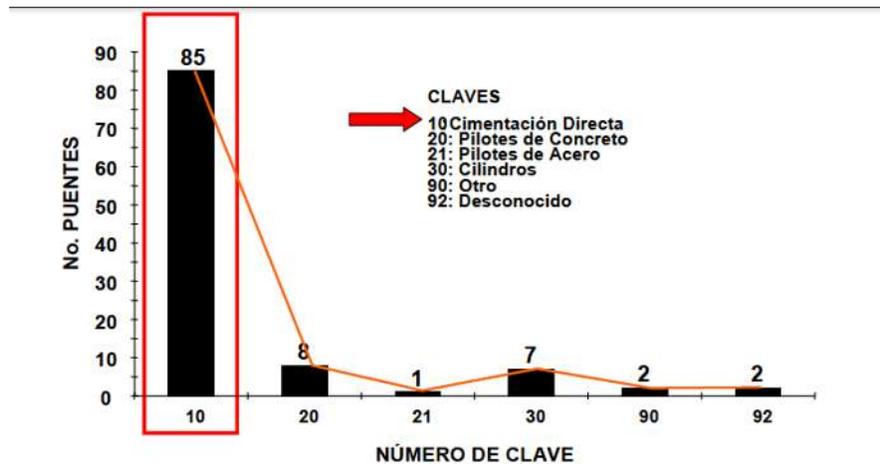


Figura 2.4 Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación: sobre estribo. Fuente: Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.

La Fig. 2.5 muestra el año de construcción de los puentes resaltando los que se encuentran encerrados en el rectángulo rojo por ser los años en que más se ha dado la falla por socavación.



Figura 2.5. Año de construcción de los puentes con trabajos de cauce hasta el 2009. Fuente: Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.

Las figuras anteriores son de vital importancia para comenzar a generar criterios de evaluación de los puentes que fallan por socavación.

Gracias a esta información, la base de datos de SIPUMEX permite establecer un listado parcial de 162 puentes con problemas de socavación, de los aproximadamente 7600 que existen en México.

En una videoconferencia, realizada por el M.C. Robie Bonilla Gris y por algunos egresados del Instituto Politécnico Nacional, se menciona que en México no hay

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

datos estadísticos de la socavación. Sin embargo, el porcentaje del problema puede andar aproximadamente como el de Estados Unidos.

II.3. Economía

De acuerdo a los informes de gobierno durante el sexenio, de 2006 a 2012 en el apartado “Principales obras de reconstrucción de puentes”, se generó la siguiente tabla, la cual se muestra el monto utilizado en la conservación y reconstrucción de puentes para cada periodo.

PERIODO	INFORME	MONTO	CANTIDAD DE PUENTES		
		MDP	RECONSTRUCCIÓN	CONSERVACIÓN	MICHOACÁN
2006-2007	1	244.8	39	4584	2
2007-2008	2	480.5	78	8322	6
2008-2009	3	567.5	101	6984	13
2009-2010	4	809.8	88	7288	12
2010-2011	5	714.4	64	6890	5
2011-2012	-	905.5	62	7745	---

Tabla 2.1 Monto invertido durante el sexenio de Felipe Calderón

La siguiente tabla muestra que, para el periodo 2011-2012, se ha destinado una suma considerable de dinero en comparación con los otros periodos. La Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC), en el Programa Nacional de Conservación de carreteras 2011, emitió que se destinó \$778 MDP en la reconstrucción de 62 puentes y 127 MDP en la conservación de 7775 puentes; mientras, en el 2012, 422.06 MDP en 30 puentes y en el 2013, 508.2 MDP en 53 puentes, cifras que disminuyen en comparación con el año 2011.

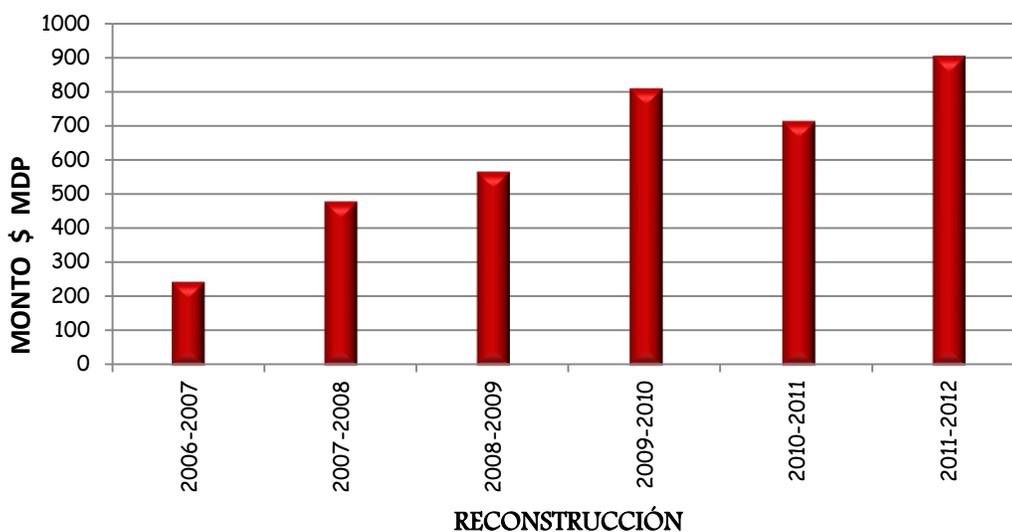


Figura 2.6. Montos de reconstrucción y conservación de puentes.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Esta gráfica, así como los datos antes descritos, menciona de la importancia económica que la Federación aporta para la reconstrucción de puentes, aunque son puentes que presentan una gama de fallas sin estar obsoleta la socavación.

II.4. Recopilación de información

Para la realización de este trabajo, es necesario contar con información topográfica, hidrológica y estructural

- Ubicación.

El proyecto se hizo en el municipio de Tuzantla del estado de Michoacán, en el puente “Paso la virgen” de la carretera “Huetamo-El olivo”, tramo 52+225 km, con coordenadas $19^{\circ} 15' 01.54''$ N, $100^{\circ} 35' 06.63''$ O; en el río denominado Río de Tiripitío.



Imagen 2.1 Localización del Río de Tiripitío.

- Topografía.

La topografía, en este estudio, servirá para conocer los siguientes aspectos del río: secciones transversales, bordos del río (para definir coeficientes de rugosidad) y la localización del puente del lugar. Además, con esta información podemos modelar matemáticamente y físicamente el fenómeno de socavación.

- Hidrología.

Esta información es de vital importancia para la modelación, ya que definirá muchos aspectos hidráulicos para el cálculo de la socavación como: tirante, velocidad del flujo, número de Froude, área hidráulica y radio hidráulico. (Dependiendo del criterio a utilizar en el cálculo de la socavación local, se usará la mayoría de estos aspectos).

El escurrimiento es de carácter perenne y arrastra cuerpos flotantes que consisten en troncos de hasta 10m de longitud.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

El periodo de lluvias de la región comprende en los meses de Julio a Septiembre, con una precipitación media anual de 1200mm.

Desde luego, el gasto es el aspecto que ayudará a definir los anteriores, para lograrlo se proporcionó un gasto medido con una estación Hidrométrica. El gasto proporcionado fue para diversos periodos de retorno, pero el más importante es para un periodo de retorno de 50 años, lo cual dicho gasto tiene el valor de:

$$Q = 217.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Estructural.

El plano estructural es necesario para conocer las dimensiones del puente y las dimensiones de sus componentes (claro, pilas y estribos).

- Informe fotográfico.

Estas son algunas fotografías de la zona donde se desarrolla el proyecto del puente vehicular.



Imagen 2.2. Fotografías del sitio por el cual está proyectado el puente.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

En las fotografías anteriores se puede observar que el cruce vehicular es mediante un vado de concreto, el cual propicia una caída de 0.5m aguas debajo del vado.

- Mecánica de Suelos.

Geología superficial en el fondo	Boleos, arena y limos
Margen izquierda	Arena, arcilla y limos
Margen derecha	Arena arcilla y limos

Tabla 2.2 Geología del río y de sus márgenes.

El tipo de material (rocas y arenas) que se encuentra en el suelo es muy importante ya que el tamaño de estos, de acuerdo al método a utilizar, definirá la profundidad de socavación en una pila o estribo de un puente.

- Propiedades de los sedimentos.

Empezando con el modelo físico, se realizó la granulometría de una arena de río, así como la determinación de los diámetros característicos. La metodología se describe a continuación:

- 1) Se realizó una granulometría del material para determinar la Tabla de Distribución de Frecuencias.



Imagen 2.3 Realización de las pruebas granulométricas

Tabla de distribución de frecuencias (TDF).

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

	Peso de la muestra con tara =	1.37 Kg				
	Peso de la tara =	0.35 Kg				
	Peso de la muestra =	1.02 Kg				
Malla No.	Abertura (mm)	Peso Retenido con Tara (kg)	Peso Retenido (Kg)	% retenido	% Acumulado	% Que Pasa
10	1.68	0.41	0.06	5.88%	5.88%	94.12%
20	0.84	0.575	0.225	22.06%	27.94%	72.06%
40	0.42	0.76	0.41	40.20%	68.14%	31.86%
50	0.297	0.5	0.15	14.71%	82.84%	17.16%
60	0.25	0.4	0.05	4.90%	87.75%	12.25%
100	0.149	0.425	0.075	7.35%	95.10%	4.90%
200	0.074	0.38	0.03	2.94%	98.04%	1.96%
Charola	0	0.36	0.01	0.98%	99.02%	0.98%

Tabla 2.3 Tabla de distribución de frecuencias.

2) Representación Gráfica

Este paso consiste en hacer una curva granulométrica que represente los valores del porcentaje que pasa y abertura de los tamices que se utilizaron TDF, en los tipos de papel que se muestran a continuación:

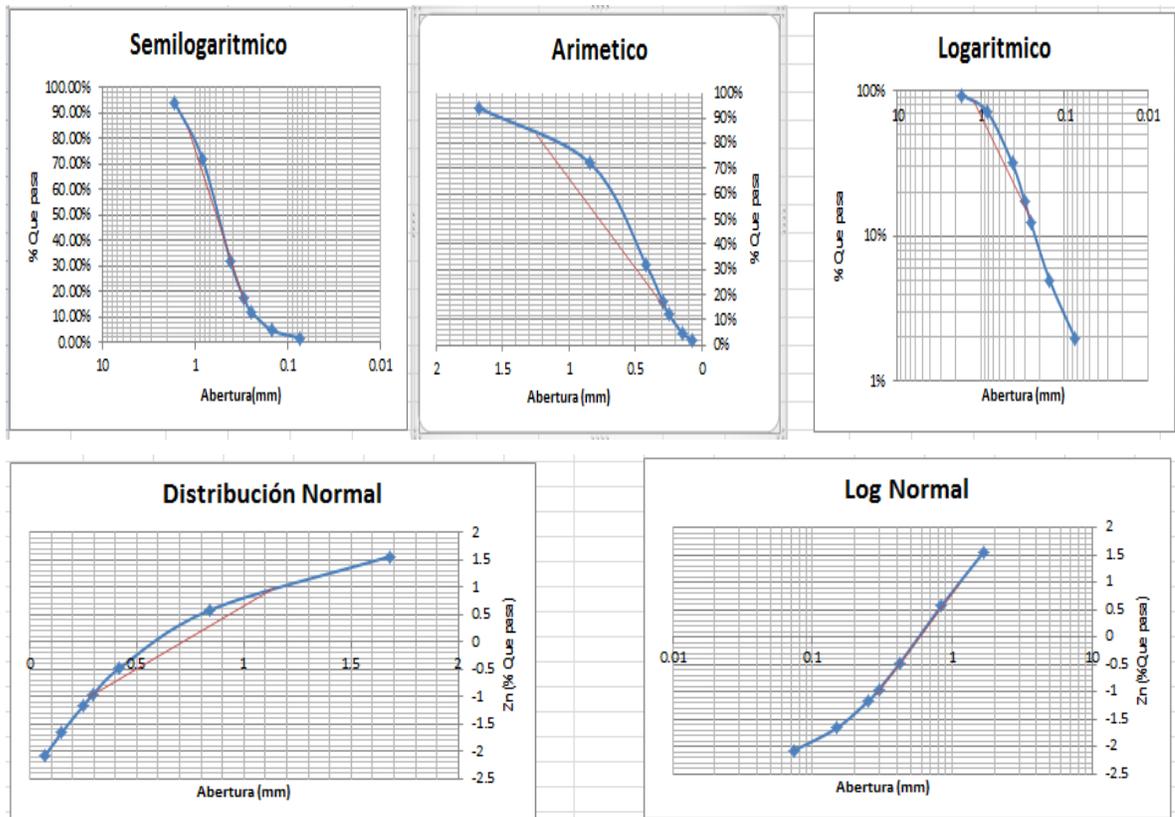


Figura 2.7 Representación en diferentes papeles del porcentaje que pasa.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Al final, se seleccionó la gráfica de Log Normal ya que es la que mejor que se ajusta a la línea roja, la cual es una línea recta que pasa por los porcentajes 16% y 84%. Posteriormente, se procedió a determinar los diámetros característicos gráficos que se muestran en la figura:

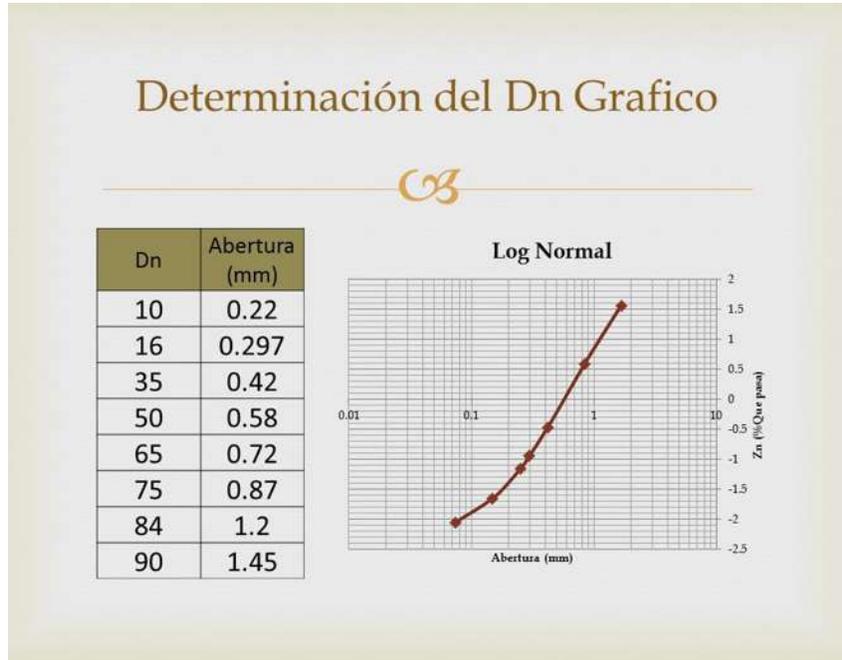


Figura. 2.8 Dn Grafico

Para el cálculo de los Dn, se utilizaron las siguientes fórmulas:

Distribución Log-Normal

$$Dn = D_{50} \sigma_g^{Zn} \dots \dots \dots 2.1$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots 2.2$$

$$D_{50} = \sqrt{D_{84} D_{16}} \dots \dots \dots 2.3$$

$$Dm = D_{50} \exp\left[\frac{1}{2} (\ln \sigma_g)^2\right] \dots \dots \dots 2.4$$

Obteniendo como resultado:

$$D_{15.87} = 0.2848$$

$$D_{84.13} = 1.13$$

$$D_{50} = 0.5665$$

$$\sigma = 1.9889$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

$$D_n = 0.5665 * 1.9889^{Zn}$$

Por lo cual, se tienen como resultado los siguientes D_n calculados.

% Abertura	D_n Calculado (mm)
10	0.2347
16	0.2859
35	0.4346
50	0.5665
65	0.7384
75	0.9008
84	1.1225
90	1.3675

Tabla 2.4 D_n Calculado de la arena de la comunidad Ojo de Cuervo.

Consecuentemente, se obtiene la siguiente gráfica que representa los D_n calculados y los obtenidos gráficamente:

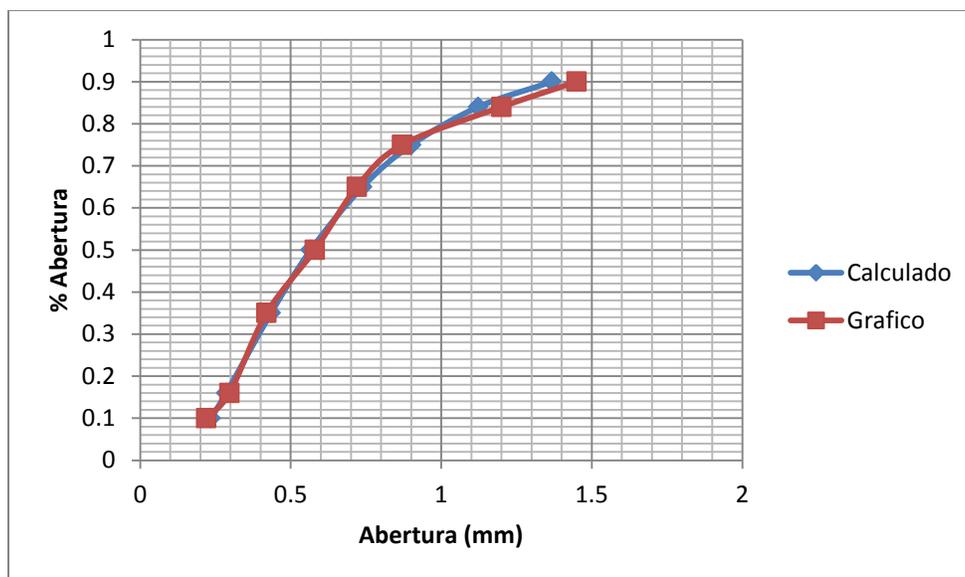


Figura 2.9. D_n Calculados y D_n Gráficos

II.5. Clasificación de ríos

Para facilitar el estudio de la morfología de ríos, se ha clasificado a los mismos desde diferentes puntos de vista. Esto permite ubicar fácilmente cualquier cauce

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

para determinar sus principales características. Sin embargo, conviene tener siempre en cuenta que en la naturaleza se puede presentar cualquier condición intermedia entre las definidas en una clasificación.

➤ Según su edad.

Geológicamente, los ríos son clasificados como jóvenes, maduros y viejos.

- a) Los ríos jóvenes se encuentran en los cauces de montaña; tienen pendientes altas y sección transversal tipo "V". Son muy irregulares y están generalmente en proceso de degradación.
- b) Los ríos maduros se presentan en valles amplios y tienen pendientes relativamente bajas; la erosión de las márgenes ha remplazado a la erosión del fondo. Los ríos maduros son estables, y la sección transversal en cada tramo es capaz de transportar la carga de sedimento en todo su recorrido.
- c) Los ríos viejos se encuentran en valles amplios y planicies cuyo ancho es 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros, y las pendientes son muy bajas. En estos ríos se forman depósitos naturales de sedimentos, a lo largo de las márgenes. Frecuentemente se forman amplias planicies y pantanos en las zonas vecinas a las márgenes del río. Los viejos no tienen rápidas o caídas, pero cerca de ellos pueden haber lagos con forma de cuerno o herradura, que son restos de meandros abandonados y que se encontraron de forma natural.

➤ Por geometría

- a) Rectos. Normalmente esto ocurre en pequeños tramos y son transitorios, ya que con cualquier irregularidad en la forma del cauce o en su alineamiento, con la formación de bancos, o bien alguna obstrucción temporal, se originan disturbios locales que producen flujos transversales que inician la formación de curvas y meandros. Un criterio para definir cauces rectos indica que la sinuosidad no debe ser mayor a 1.2. Los tramos rectos o casi rectos se presentan también cuando el río escurre a lo largo de una falla geológica.
- b) Sinuosos. La sinuosidad es mayor a 1.2 pero menor de 1.5.
- c) Con meandros. Son aquellos en que la sinuosidad es mayor que 1.5. Los cauces presentan curvas alternadas unidas por tramos rectos y cortos. Normalmente la pendiente es baja. Estos cauces pueden presentar erosión en las márgenes exteriores de las curvas, principalmente en los tramos de aguas abajo. Existen profundas depresiones del fondo en las curvas y altas velocidades en la cercanía de las márgenes cóncavas. Los tirantes en las transiciones son menos profundos si se comparan con los que ocurren en las curvas.
Los cauces con meandros pueden a su vez clasificarse como: a) con curvas “superficiales” y b) con curvas en “trinchera”. Los primeros cambian su curso en el transcurso del tiempo, y los segundos

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

permanecen fijos ya que generalmente son cavados en materiales resistentes.

Los meandros según su movimiento hacia aguas abajo, y si los cortes ocurren en una misma zona, pueden clasificarse en estables o muy inestables.

- d) **Trenzados.** A este tipo pertenecen aquellos que no presentan un solo cauce, sino por el contrario, continuamente a lo largo de su recorrido, se dividen en varios cauces que se entrelazan y vuelven a separar. Estos cauces son amplios y las márgenes no están bien definidas. Con gastos bajos, existen dos o más cauces principales entrelazados y se forman cauces secundarios. En las crecientes, el agua cubre todos los cauces y grandes cantidades de sedimento se depositan rellenando los cauces antiguos. Por ello, en la siguiente época de estiaje se forman nuevos cauces entrelazados. Generalmente estos cauces tienen pendientes altas, el material es grueso y llegan a ellos grandes cantidades de sedimentos. La principal característica de los ríos trezados es que están sujetos a un proceso de sedimentación.
- e) **Con islas.** Son los cauces que presentan islas en su interior, las cuales pueden desplazarse hacia aguas abajo. Cuando una isla permanece uno o más años en su mismo sitio es cubierta por vegetación.
- f) **En estuario.** Estos se presentan en las desembocaduras a los océanos y están altamente influenciados por las mareas y contener estratos o mezcla de agua salada.
- g) **En pantano.** Los cauces de estos ríos, normalmente son muy amplios por no existir pendiente o ser muy pequeña, además presentan zonas muertas y saturadas por altos niveles freáticos. Los tirantes son reducidos y se crea un ambiente favorable para el crecimiento de la vegetación.
- h) **Deltas.** Pertenecen a este tipo de ríos, aquellos que arrastran grandes cantidades de sedimento y desembocan en el mar con mareas reducidas. El material depositado forma inicialmente flechas paralelas al flujo que delimitan las márgenes del cauce dentro del mar. Posteriormente el material que se sigue depositando y la acción del oleaje incrementan el ancho de las flechas. Por otra parte, al ocurrir grandes avenidas o tormentas, las flechas se rompen en algún sitio por donde encuentra salida parte del flujo y el proceso descrito se repite en este nuevo cauce. Este proceso produce un abanico de sedimentación cuya forma se asemeja a la letra griega D, de donde viene su nombre. Los deltas presentan siempre varios brazos.

$$P = \frac{Long.Thalweg}{Long.Valle} \dots\dots\dots 2.11$$

Dónde:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Long. Thalweg: es la longitud de la línea que se encuentra en medio de la parte más profunda del río donde la corriente es más rápida.

Long. Valle: es la longitud en línea recta del valle donde se encuentra el río, desde el punto inicial al final del tramo en estudio.

➤ Por condición de transporte

En términos generales se considera que los tramos de los ríos pueden estar sujetos a un proceso de erosión o sedimentación o en equilibrio. Una clasificación importante de los ríos relacionada con estos aspectos, es la propuesta por Schumm (1963), la cual está basada en la carga de sedimento, pues considera que dicho factor afecta significativamente la estabilidad del cauce, su forma y sinuosidad. Establece tres tipos principales de cauces: estable, erosionable, y depositante, y propone subclases dependiendo del modo de transporte del sedimento, ya sea en la capa del fondo, mixto y en suspensión. En la tabla 2.7, se muestra dicha clasificación.

Estabilidad del cauce				
Forma del transporte de sedimento	M%	Estable	Con depósito	Con erosión
En suspensión del 85 al 100%	100	$F < 7$ $P > 2.1$ S baja	El principal depósito ocurre en las márgenes que origina el estrechamiento del cauce. El depósito en el fondo es menor.	Predomina la erosión del fondo. Poca ampliación de márgenes.
En suspensión del 65 al 85% y en el fondo del 15% al 35%	30	$7 < F < 25$ $1.5 < P < 2.1$ S moderada	Es importante el depósito en las márgenes pero también el del fondo.	Es importante la erosión del fondo y la ampliación de las márgenes.
De fondo del 35 al 70%	< 5	$F > 25$ $1 < P < 1.5$ S alta	Depósito en el fondo y formación de islas.	La erosión del fondo es baja, pero la ampliación del cauce es muy importante.

donde: $F = B/d$; B ancho de la superficie libre, d tirante de la corriente

P = Sinuosidad, ver ec 12.27

S = Pendiente longitudinal del fondo

Tabla 2.5. Clasificación de cauces según Schumm

A continuación se presenta una tabla que mostrara la clasificación del río de tiripitio:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

CLASIFICACIÓN DEL RÍO	TIPO	CARACTERÍSTICAS
Según su edad	Maduro	Pendientes bajas, erosión en las márgenes.
Por geometría	Recto	P= 1.068<2
		Ocurre en pequeños tramos
Por condición de transporte	Los datos de sinuosidad y ancho de la superficie libre entre el tirante, no coinciden con la tabla de Schumm.	F=14.27
		P=1.068

Tabla 2.6 Clasificación del río de Tiripitio

Capítulo III. Marco Teórico

III.1. Socavación

- Socavación local.

La socavación local se refiere a la remoción del material que circunda pilas, estribos, diques o terraplenes de acceso a un puente, y es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. La socavación local puede presentarse bajo condiciones de agua clara o lecho móvil.

a) Socavación local en pilas.

El mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, (Dargahi, B. 1990). La acumulación de agua hacia aguas arriba de la obstrucción, produce una especie de onda en la superficie y un flujo vertical hacia abajo que crea un fuerte gradiente de presiones ocasionando la separación del flujo y, en consecuencia, originando sistema de vórtices al pie de la pila llamados vórtices de herradura, los principales causantes de la socavación. Bajo la acción de los vórtices, el sedimento es transportado de manera rotacional. El flujo hacia arriba, combinado con los vórtices de herradura que se forman en la base de la pila, remueve el material del lecho, en tanto, si la tasa de transporte de sedimento desde la zona de obstrucción es mayor que el aporte de sedimentos proveniente de aguas arriba, se crea el hueco de la socavación.

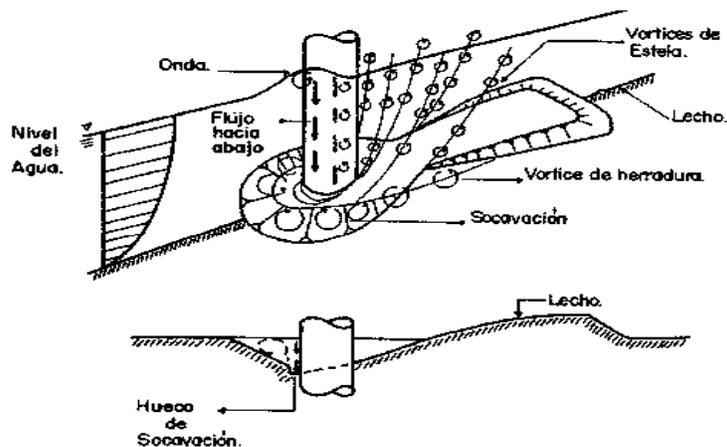


Figura 3.1 Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica. Raudkivi, A.J., 1986.

El vórtice de herradura se extiende hacia aguas debajo de la pila hasta que se pierde su identidad al confundirse con la turbulencia general del flujo.

La separación del flujo a los lados de la pila crea otros vórtices más débiles, llamados vórtices de estela que también se trasladan hacia abajo e interactúan con los vórtices de herradura, haciendo que el lecho oscile lateral y verticalmente.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

La influencia de estos vórtices cesa rápidamente a medida que se alejan de la pila hacia aguas abajo. Por eso, generalmente las aguas debajo de la pila presentan sedimentación. A. J. Raudkivi (1986) indicó que la existencia de vórtices de estela presenta material orgánico muy liviano que tiñe las aguas de color café.

En la mayoría de los puentes, la socavación producida por los vórtices débiles es insignificante y en muchos casos no existe. Como se mencionó anteriormente, la tendencia general es que en las aguas debajo de la pila se deposita el sedimento removido por los vórtices de herradura. Sin embargo, la socavación puede llegar a ser de gran magnitud en cauces aluviales de arena fina con condiciones de agua clara, especialmente debe considerarse cuando un puente se construye inmediatamente en aguas debajo de otro (Stevens.M. A. Gasser M. M. y B. A. M. S. Mohamed, 1991).

La socavación producida por los vórtices de estela se incrementa por la influencia de la intersección de dos corrientes. En este sentido, el peligro de presentarse huecos de socavación en aguas debajo de una pila estriba en que pueden moverse hacia las aguas arriba poniendo en riesgo la estructura. Muchas investigaciones hechas sobre dos puentes en el Río Nilo, en el Cairo, muestran problemas de socavación causadas por dos corrientes de vórtices que parten de pilas adyacentes y se interceptan aguas debajo de las estructuras.

La socavación local se presenta en condiciones de agua clara o en lecho móvil. Para socavación en lecho móvil, el equilibrio eventualmente se restablece y la socavación cesa cuando el material, que es transportado desde aguas arriba, se equilibra con el que es removido del hueco. Para socavación en agua clara, la socavación cesa cuando el esfuerzo cortante causado por el vórtice iguala el esfuerzo cortante crítico del sedimento que conforma el lecho y, por lo tanto, no existe más remoción de sedimentos del hueco socavado.

b) Socavación en estribos.

La socavación en estribos se ha investigado menos que en pilas, sin embargo se considera que está afectada por los mismos fenómenos que causan la socavación local en pilas, como son separación del flujo y vórtices de herradura que remueven partículas localmente. La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua. Esta obstrucción, a su vez, forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte de aguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura y a un vórtice de eje vertical al final de la misma. El vórtice al pie del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y, al mismo tiempo, el vórtice final es similar a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

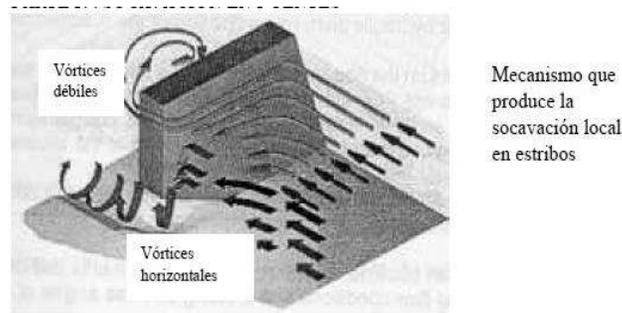


Figura 3.2 HEC-18, (2001)

III.2. Ecuaciones de socavación local

Uno de los principales problemas en el diseño de un puente carretero ante los efectos del agua, es la selección de la profundidad de desplante de las pilas. Este problema tiene principal interés, por ejemplo, cuando la estructura se ubica en una sección de un cauce cuyo fondo está formado por materiales sueltos que alcanzan profundidades, las cuales hacen impracticable la cimentación sobre un manto de roca firme. Para atacar este problema, es necesario determinar, con suficiente aproximación, la profundidad máxima que alcanzará la socavación en la proximidad de las pilas del puente.

III.3. Medidas de protección contra la socavación local

- Protección contra la socavación local al pie de pilas.

Si los huecos por socavación existentes o previstos son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente, se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando alguno de los métodos que se estudian a continuación.

1.- Enrocado

La forma más simple de proteger una pila o estribo es por medio de enrocado. El enrocado a usarse es de tamaño mayor que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

El enrocado debe de tener un mínimo de tres capas de roca en contacto con la estructura. El menor número de capas puede inducir a que la arena que entre la roca sea removida por los vórtices y la turbulencia.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente desplantar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Aunque no siempre es posible conviene, al menos, rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- Método de Maza Alvarez

La siguiente expresión puede ser usada para encontrar el tamaño del enrocado (Maza J.A., 1989).

$$Dm = \frac{135V}{\gamma_s(h^{\frac{1}{2+h}} - 0.15V)} \dots \dots \dots (3.1)$$

Dm = diámetro medio de la roca (m).

V = velocidad media del flujo (m/s).

h = profundidad del flujo (m).

γ_s = peso específico del material de protección (kg/m³).

La roca debe rodear las pilas excepto cuando se tenga la certeza de que necesitan estar alineadas con la corriente durante toda la vida útil de la obra, caso en el cual, el enrocado puede colocarse solamente en el extremo de aguas arriba de cada pila, como se muestran en las siguientes figuras:

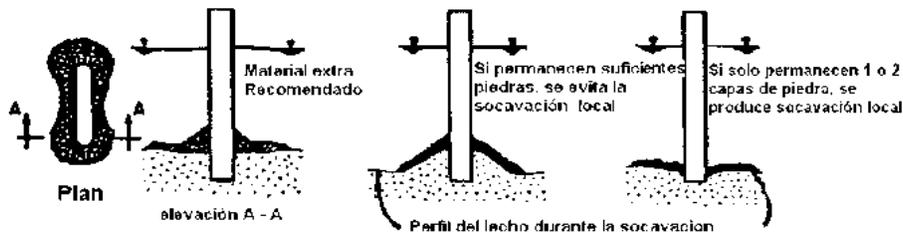
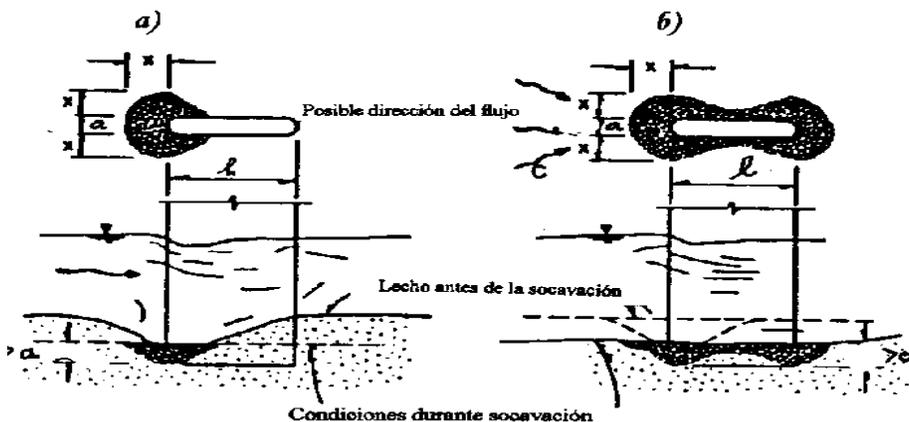


Figura No 3.3. Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes.

a) Condición antes de la socavación. b) Condición durante la socavación
Maza J.A. 1989

X = distancia que depende del ángulo de reposo del material durante la construcción.



a) El hueco indica que la socavación es local
b) El hueco indica que existe socavación por contracción y local
Figura No. 3.4. Enrocado como protección de pilas de puentes

a) Ángulo de ataque nulo.
b) Ángulo de ataque variable. Maza J. A., 1989

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- Método propuesto en HEC-18(1993).

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilas contra socavación ni tampoco tiene que ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección:

$$D50 = \frac{0.692(KV)^2}{2g(Gs - 1)} \dots \dots \dots (3.2)$$

D50= diámetro medio de la roca (m).

K = coeficiente de la forma de la pila.

K=1.5 Para pila con nariz redondeada.

K= 1.7 para la pila con nariz rectangular.

V = velocidad del flujo sobre la pila.

g= aceleración de la gravedad.

Gs= densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre la pila cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ($V_m = QA$) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilas cerca a las bancas en un cauce recto, hasta 1.7 para pilas próximas a la curvatura externa del río.

HEC-18 (1993) recomienda los siguientes criterios de construcción:

- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben reponerse si se presenta socavación. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal.
 - La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce; entre más profundo se coloque, menos probabilidad existe de que sea movido pero más difícil será su colocación e inspección.
 - El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro D50 de la roca.
 - En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado está bien graduado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.
 - El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces medio D50 del material.
- Recomendaciones dadas por el Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL):
Experimentos hechos en el SAFL (Minnesota, EUA) llevan a considerar que el enrocado es la mejor forma de protección local de pilas y distingue dos casos,

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

según sea colocado en una excavación previamente hecha o no. En cualquier caso, se recomienda el uso de un filtro como material de transición, ya sea en geotextil o en material granular.

a) Enrocado colocado en excavación previamente hecha.

El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 1.5 veces el ancho de la pila a partir de cada cara (Figura.3.5). Si el ángulo de ataque del flujo excede de 15° , debe considerarse el ancho proyectado de la pila (Figura.3.6). Al mismo tiempo, el espesor del enrocado debe ser al menos de $2 D_{50}$ e instalado de forma que la parte superior quede al ras con el lecho del río.

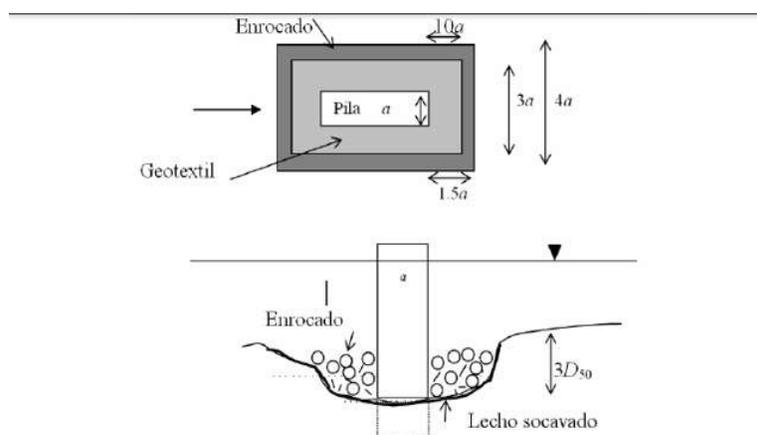


Figura No. 3.5. Enrocado colocado en excavación previamente hecha, a) Planta ($\phi=0^\circ$), b) Sección transversal. SAFL. 1998

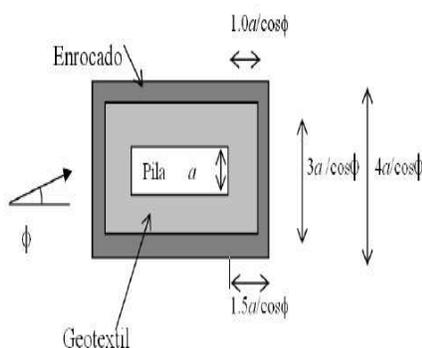


Figura No. 3.6. Enrocado colocado en excavación previamente hecha, ($\phi \geq 15^\circ$) SAFL. 1998

SAFL sugiere que no se deben usar geotextiles como transición entre enrocado y suelos en ríos de lecho pedregoso, pero su uso sí es factible en ríos de lecho arenoso; es decir, prefiere el uso de geotextiles al de filtros granulares como transición entre el material del enrocado y el material del lecho del río, los cuales deben colocarse en una extensión algo menor que el enrocado para que queden protegidos por las capas de piedra. A su vez, el geotextil debe colocarse haciendo

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

perfecto contacto con la pila en el que puede resultar muy complicado en la práctica. También, recomienda que el espesor de la capa de enrocado sea de 4 veces D50 con una extensión de 2 veces el ancho de la pila a cada lado si no se puede colocar filtro.

b) Enrocado sin excavación previamente hecha.

El enrocado debe extenderse al menos a una distancia de 2.0 veces de la pila a partir de cada cara (figura N° 3.7). Si el ángulo de ataque excede de 15° , debe considerarse el ancho proyectado de la pila (Fig.No. 3.8). El espesor del enrocado debe ser al menos de $3D50$, de forma en que la parte superior quede a ras con el lecho del río. Si el espesor resultante es mayor que 0.25 de la profundidad del agua, debe realizarse excavación previa.

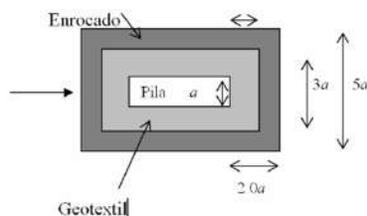


Figura No. 3.7. Enrocado colocado si excavación previamente hecha ($\phi=0^\circ$). SAFL, 1998.

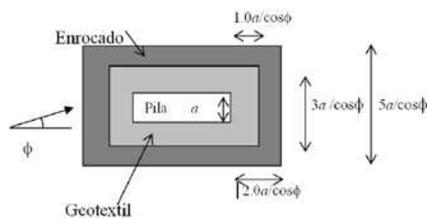


Figura No. 3.8. Enrocado colocado si excavación previamente hecha ($\phi \geq 15^\circ$). SAFL, 1998.

De la misma manera, SAFL sugiere que el filtro debe ser granular en ríos de lecho pedregoso y el enrocado debe colocarse sobre filtros de geotextil o del material granular si el lecho es arenoso. En este sentido, SAFL prefiere el uso de geotextiles que el de filtros granulares como transición entre el material del enrocado y el material del lecho del río, los que deben colocarse en una extensión algo menos que el enrocado, con la finalidad de que queden protegidos por las capas de piedra. Por último, recomienda que el espesor de la capa de enrocado se incremente si no se puede colocar filtro.

- Pantallas aguas arriba.

Este tipo de protección fue propuesto por Levi-Luna (Maza J. A., 1987). Consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila del mismo ancho, tal como se indica en la figura no. 3.9. La pantalla puede ser hecha de tablestacas o pilotes en concreto o metal, y su objetivo es el de impedir la formación de vórtices al pie

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

de la pila. Sin embargo, los autores no han probado el funcionamiento de las pantallas cuando existe un ángulo de ataque del flujo sobre las pilas. De esta forma, se considera que la reducción de la socavación en la pila cuando está alineada con el flujo, sea del 70%. Las pantallas se usan como medida preventiva o correctiva.

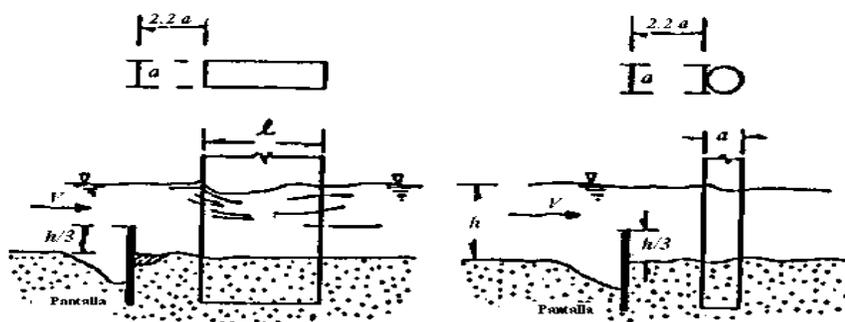


Figura No. 3.9. Protección de pilas con pantallas. Maza, J. A., 1987.

- Revestimiento del lecho con bloques.

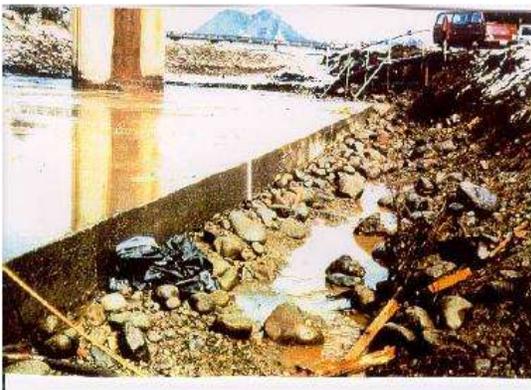
Este método de protección consiste en cubrir el lecho del río alrededor de las pilas con bloques, ya sean únicos o formados por varias unidades que se colocan como un revestimiento continuo.

Se suelen colocar los bloques como protección del lecho alrededor de pilas o en toda la extensión de la sección transversal del cauce. Diversos materiales se usan para construir los bloques como son gaviones, bolsas rellenas articuladas, concreto prefabricado o concreto fundido un situ. Los bloques individuales pueden no ser estables por sí mismos, pero si se articulan el conjunto es capaz de resistir fuerzas erosivas mayores. Sin embargo, hay muy poca investigación sobre el uso de bloques individuales articulados o amarrados con cables para el caso de protección de puentes siendo su aplicación más extensiva en el caso de revestimientos de taludes de ríos y canales. Por ejemplo, los bloques únicos de concreto son usados en muy pocos casos en que no hay otras alternativas posibles ya que siempre resulta más conveniente el uso de varias unidades, debido a que se puede prefabricar y poseer un funcionamiento más flexible. Además de requerirse geotextil, se facilita su colocación directamente durante la construcción de los bloques individuales.

El uso de bloques de concreto prefabricado es una opción cuando no se puede encontrar piedra del tamaño recomendado, resultando más económico que las otras alternativas. El revestimiento con bloques debe extenderse aguas arriba y aguas abajo del puente para protegerlo contra socavación por contracción, a largo plazo y local. Los bloques se construyen siguiendo un diseño empírico dependiendo de las condiciones y materiales disponibles en el lugar. Por un lado,

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

deben ser suficientemente pesados para que resistan fuerzas de empuje y subpresión; por otro lado, se deben colocar o diseñar de forma que queden espacios entre ellos para atrapar sedimentos. Este tipo de protección es de las más usadas en ríos de Japón que se caracterizan por tener recorrido corto, lecho de grava, pendientes fuertes (1/200) y crecientes grandes y súbitas. K. Okada y H. Muraishi (1990) han propuesto un método que permite el dimensionamiento de la zona a proteger (Guevara. A. M. E., 1998).



a)



b) Puente Uchigawa # 2. Japón.

Imagen.3.1. Revestimiento del lecho con bloques de protección. A) Bloque único fundido in situ. B) Bloque formado por varias unidades. Guevara A., M. E. 1998. JR East. (1998)

III.4. Secuela de cálculo para las medidas de protección contra la socavación local en pilas

- Método de Maza Álvarez.

Datos:

$$V=2.51 \text{ m/s}$$

$$h=1.64 \text{ m}$$

$$\gamma_s=2600 \text{ kg/m}^3$$

Sustituyendo en la ecuación 3.18:

$$Dm = \frac{135(2.51)}{2600(1.64^{\frac{1}{2+1.64}} - 0.15(2.51))}$$

$$Dm = \frac{338.85}{2600(1.1455 - 0.3765)}$$

$$Dm = 0.1694 \text{ m}$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- Método propuesto en HEC-18 (1993)

Datos:

$$V=2.51 \text{ m/s}$$

$$g=9.81 \text{ m/s}^2$$

$$G_s=2.65$$

Pila con nariz rectangular, por lo tanto; $K=1.7$

$$D_{50} = \frac{0.692(1.7 * 2.51)^2}{2 * (9.81)(2.65 - 1)}$$

$$D_{50} = 0.3891m$$

- Pantallas aguas arriba

Como se muestra en la Fig.No.3.9, las pantallas aguas arriba deben de colocarse a $2.2a$ arriba de la pila y tener una altura en esa distancia y arriba del lecho de $h/3$.

Dónde:

a = diámetro o ancho de la pila (m).

h = tirante aguas arriba del lecho (m).

Por lo cual tenemos:

Distancia de la pantalla hacia la pila:

$$\text{Distancia} = 2.2a$$

$$\text{Distancia} = 2.2(3.5)$$

$$\text{Distancia} = 7.7m$$

Altura de la pantalla a partir del lecho y a la distancia anterior:

$$\text{Altura de la pantalla} = h/3$$

$$\text{Altura de la pantalla} = \left(\frac{1.64}{3}\right)$$

$$\text{Altura de la pantalla} = 0.5466m$$

III.5. Protección contra la socavación local al pie de estribos

Enrocado

- Método propuesto en HEC-18 (1993).

Dos casos se consideran al diseñar el enrocado para proteger los estribos:

$$Fr \leq 0.8$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

$$D50 = \frac{Kh}{Gs - 1} \left(\frac{V^2}{gh} \right) \dots \dots \dots (3.3)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

D50= diámetro medio de la roca (m)

K= coeficiente de forma del estribo que tiene en cuenta la aceleración del flujo en la proximidad del enrocado.

K=0.89 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

K=1.02 para estribos con pared vertical.

h= profundidad media del flujo en la sección contraída del puente (m).

v = Velocidad media del flujo en la sección contraída del puente (m/s).

g= aceleración de la gravedad (m/s²).

Gs= densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Fr = número de Froude.

- $Fr > 0.8$

$$D50 = \frac{Kh}{Gs - 1} \left(\frac{V^2}{gh} \right)^{0.14} \dots \dots \dots (3.4)$$

K= 0.61 para estribo con pared inclinada.

K=0.69 para estribo con pared vertical.

Para determinar la velocidad media se debe calcular el radio de la obstrucción del flujo (ROF) así:

ROF= distancia desde el borde del cauce principal hasta el pie del estribo dividida por la profundidad media del flujo.

Se presentan tres casos:

Si ROF es menor que 5 para ambos estribos, la velocidad media ($V_m=Q/A$) se calcula en función del área hidráulica total en la sección contraída del puente.

Si ROF es mayor que 5, la velocidad media se calcula para cada zona con flujo sobre la banca.

Si ROF es menor que 5 para un estribo y mayor que 5 para el otro, la velocidad media, para la primera situación, debe basarse en el área del flujo limitada por el estribo y una pared imaginaria localizada en la banca opuesta.

La figura no. 3.10 ilustra la extensión del enrocado alrededor del estribo. El espesor del enrocado no debe ser inferior al tamaño dado por 1.5 D50 o D100. Este espesor debe incrementarse en un 50% cuando el enrocado es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre generada por las condiciones de colocación.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

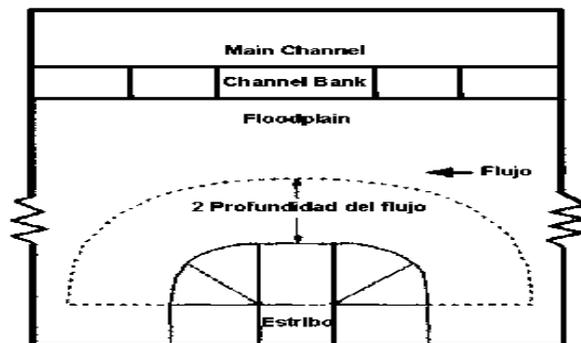


Figura No. 3.10 Enrocado de protección al pie de estribos. HEC-18, 1993.

Diques de encauzamiento

Son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba siguiendo la forma de un cuarto de elipse.

Los diques de encauzamiento deben de cumplir con los siguientes propósitos:

- Obligar que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los gastos de la época de lluvias. Cuando hay pilas dentro del cauce, la dirección adecuada debe ser paralela al eje longitudinal de las mismas, con lo que se garantiza que la erosión local al pie de las pilas sea mínima y se produzca únicamente en el frente o cara aguas arriba.
- Evitar la socavación local al pie del estribo.
- Proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

Ecuaciones de diseño

- Los diques de encauzamiento deben seguir una forma elíptica, cuya geometría se obtiene con la ecuación:

$$y = \frac{y_0}{x_0} (2x_0x - x^2)^{0.5} \dots \dots (3.5)$$

Donde x_0 y y_0 son los semiejes de la elipse en las direcciones x y y respectivamente, fig. 3.11. El sistema de ejes cartesianos que se utiliza como referencia tiene su origen en el centro del extremo del estribo. El eje y está dirigido hacia aguas arriba y paralelo a la dirección deseada del flujo en la sección del cruce; el eje x es perpendicular a (y) y dirigido hacia tierra dentro. Figs 3.11 a 3.12.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

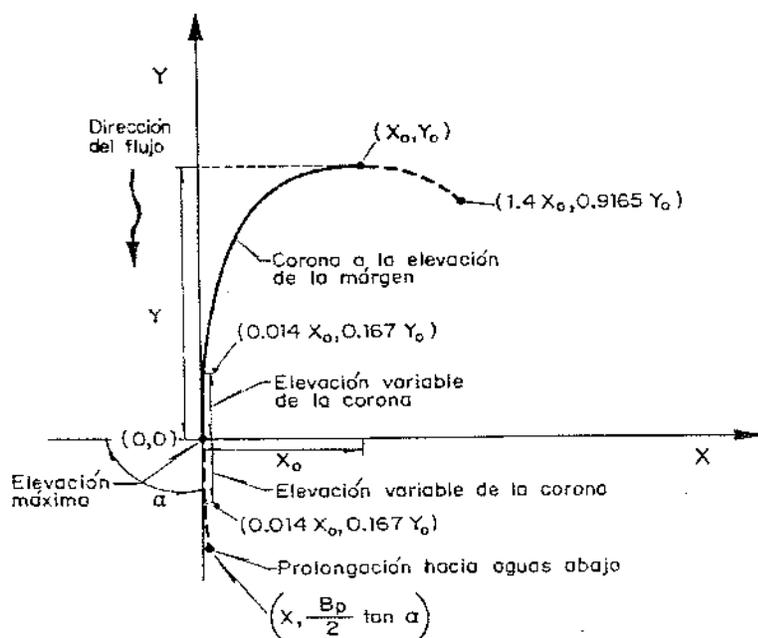


Fig. 3.11. Geometría y elevación de la cresta de un dique de encauzamiento.

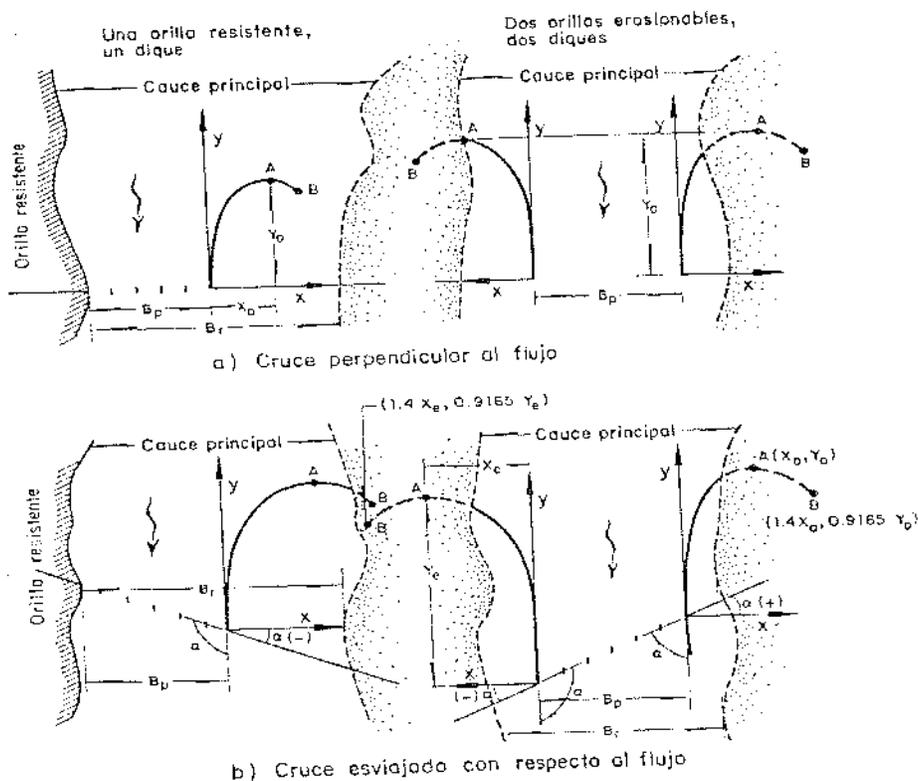


Fig. 3.12. Esquemas de diques de encauzamiento en un río con márgenes erosionables.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Las longitudes x_0 y y_0 dependen de la estabilidad de las orillas del cauce, del claro total del puente o de la longitud del terraplén de acceso, del ancho medio del río en la zona de cruce, y del lecho de que se construyan uno o dos diques de encauzamiento. Las ecuaciones obtenidas para cada situación se indican a continuación.

- 2) Cruce tramo recto con márgenes bien definidas y resistentes a la erosión. En esta condición no existe llanura de inundación, ya sea porque las márgenes tienen suficiente elevación y el agua no se desborda o porque hay diques longitudinales para control de inundaciones. La resistencia de las márgenes a la erosión se debe a los materiales que las constituyen, como roca o arcilla muy cohesiva, o por que las orillas se construyan ya protegidas con espigones o muros de protección.

- a) Si únicamente se requiere un dique de encauzamiento, x_0 y y_0 se determinan mediante las ecuaciones

$$x_0 = Ba \left(1 - \frac{Ba}{Br} \right) \dots \dots \dots (3.6)$$

$$y_0 = Ba[0.05] \left(\frac{Ba}{Br} \right)^{-1} + 1.2 + 0.3 \left(\frac{Ba}{Br} \right) - 1.85 \left(\frac{Ba}{Br} \right)^2 \dots \dots \dots (3.7)$$

Donde:

Ba longitud del acceso o sea la distancia entre el estribo y la orilla del cauce principal.

Br ancho del cauce principal del río en la zona del cruce

- b) Si se requieren dos diques de encauzamiento, porque en ambas márgenes el acceso y estribo están dentro del cauce, x_0 y y_0 se calculan con las expresiones

$$x_0 = 0.75Bp \left[1 - \frac{Bp}{Br} \right] \dots \dots \dots (3.8)$$

$$y_0 = Bp \left[2 - 3.2 \frac{Bp}{Br} + 1.25 \left(\frac{Bp}{Br} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (3.9)$$

Donde

Bp es el claro total del puente.

Los diques de encauzamiento son iguales; es decir, tienen la misma x_0 y y_0 , independientemente de la longitud de cada acceso.

- 3) Cruce en un tramo divagante, lo cual exige que exista llanura de inundación.

- a) Para un solo dique. Condición que ocurre cuando una margen es muy resistente, con uno de los estribos apoyado en ella, y el río puede desplazarse libremente en la otra margen. Los semiejes x_0 y y_0 se valúan simplemente como:

$$x_0 = 0.6Bp \dots \dots \dots (3.10)$$

$$y_0 = Bp \dots \dots \dots (3.11)$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- b) Para dos diques de encauzamiento. Cuando el río puede desplazarse lateral y libremente en cualquiera de las márgenes. Para esta condición x_0 y y_0 valen:

$$x_0 = 0.5Bp \dots \dots (3.12)$$

$$y_0 = 1.1Bp \dots \dots (3.13)$$

Recomendaciones de diseño

1) Longitud del dique

Se ha indicado que la forma básica de los diques de encauzamiento es un cuarto de elipse; sin embargo, por su posición relativa a la orilla pueden requerir una mayor o menor longitud, según lo que a continuación se señala

- a) Si el segmento de elipse se une a la orilla antes de llegar al punto (x_0, y_0) , la construcción se hará entre el estribo y la orilla únicamente. Si se trata de diques diseñados para las condiciones 2a y 2b, la erosión marginal debe ser muy lenta o no ocurrir. En cambio, si se trata de diques para la condición c, esa erosión se presentara sin duda, al menos en una de las márgenes. Cuando hay erosión en el empotramiento, y la orilla se desplaza lateralmente se prolongara el dique siguiendo la forma inicial. Esa prolongación se repetirá, las veces necesarias, hasta llegar al punto $(1.4x_0, 0.9165y_0)$. De ahí en adelante el río podrá seguir erosionando la orilla, pero el dique queda como esta, con su forma final.
- b) Para la condición b. Cuando el extremo (x_0, y_0) del cuarto de elipse queda cercano a tangente a la orilla, se deberá analizar, en cada situación particular, si el dique se deja con esta forma o el tramo cercano al empotramiento se modifica, trazando una línea tangente a la elipse y prolongando a la orilla. Se recomienda que esta línea tangente a la elipse forme, en el empotramiento con la orilla, un ángulo de 70° .
- c) Para la condición b. Si el extremo (x_0, y_0) del dique queda muy separado de la orilla se debe prolongar la forma elíptica hasta el punto de coordenadas $(1.4x_0, 0.9165y_0)$, fig 3.11.
- d) Cuando se tiene que proteger un puente con varios años de haberse construido y existen grandes profundidades cercanas al estribo y acceso, el dique de protección se construirá desde la orilla, suspendiendo su construcción donde empieza la fosa producida por la erosión. Dos o tres años después, cuando se haya rellenado de forma natural esa zona erosionada, se deberá prolongar el dique hasta unirlo con el estribo.
- e) En cruces perpendiculares a la dirección media del flujo en que se requieran dos diques de encauzamiento, las dimensiones de sus semiejes deben ser iguales. Esto debe cumplirse aunque sea diferente la longitud del tramo que se construya de cada dique.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- f) Cuando un cruce queda esviada con respecto a la dirección media del flujo, los semiejes del dique que parte del estribo de más aguas abajo se deben calcular con las relaciones:

$$xe = xo \left(1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \dots \dots (3.14)$$

$$ye = yo \left(1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \dots \dots (3.15)$$

Donde α es el ángulo que se forma entre el eje del cruce y una línea perpendicular a la dirección deseada del flujo. xo, yo se obtienen según lo indicado en la ecuación de diseño en (b y c) en función de las características del mismo río y cruce sin esviamiento. Las longitudes xo y yo son las que se deben tener los semiejes del dique que parte del estribo situado más aguas arriba.

2) Elevación de la corona.

Como referencia se deben tomar la elevación del agua al escurrir el gasto formativo, la que en los ríos de planicie prácticamente es igual a la elevación de la margen, y la elevación que puede alcanzar el agua durante la avenida con periodo de retorno de 25 años (elevación máxima).

- En el estribo. La elevación de la corona del dique debe ser igual a la máxima señalada, la que puede ser menor a la rasante del camino. De ahí disminuye uniformemente hasta el punto de coordenadas $(0.014xo, 0.167yo)$ donde alcanza la elevación de la margen. El resto del dique conserva esta última elevación, fig.3.11. Al seguir esta recomendación se reduce la erosión al pie del dique, cuando en avenidas el agua llega a pasar sobre él.
- La longitud del tramo con elevación de corona variable puede incrementarse, por motivos constructivos, cuando la pendiente longitudinal de la corona es mayor que la permitida para el equipo de construcción (camiones). Esto ocurre si la obra se hace con rezaga y roca).
- Para permitir la sedimentación de arena en la zona protegida por el dique, se requiere en ocasiones reducir su altura. Cuando se haga, se deberá observar periódicamente el dique y sobreelevarlo a la altura de la margen en cuanto se haya logrado la sedimentación deseada

3. Empotramiento

Si la margen es resistente y el dique llega a ella se apoyara directamente sin necesidad de excavar la margen para empotrarlo. En cambio, si se observan erosiones laterales y se estima que el río continuara erosionando la orilla en los siguientes laterales y se estima que el río continuara erosionando la orilla en los

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

siguientes tres años, conveniente escavar la margen y prolongar el dique dentro de ella, una longitud conveniente que será función de los corrimientos esperados de la orilla.

4. Prolongación hacia aguas abajo.

a) Cuando el cruce es perpendicular al flujo y las orillas del río conviene, por economía, evitar la prolongación de los diques. Esa prolongación es indispensable cuando el cauce es divagante y el puente queda esviado con respecto al flujo y las orillas únicamente para el dique que parte del estribo situado aguas arriba, La longitud máxima que se recomienda, prolonga el dique elíptico hasta el punto cuya coordenada es:

$$y = -0.5 \frac{Bp}{\tan \alpha} \dots \dots (3.16)$$

La elevación de la corona de esa prolongación deberá cumplir con las recomendaciones señaladas para el tramo aguas arriba.

5. Materiales de construcción

En nuestro medio se construyen con pedraplén, formando una sección trapecial. Sobre la corona transita el equipo de construcción. El talud en contacto con el escurrimiento se protege con dos capas de roca con diámetro mayor de 30cm. Su tamaño se obtiene en función de las velocidades del flujo en época de avenidas. También se construyen con gaviones o tabla-estacado de madera, troncos y pilotes de concreto.

Bolsas rellenas

Bolsas de polietileno o de fibras naturales rellenas con lechada de cemento, mortero, grava, arena, u otros materiales se usan para protección local de pilas y estribos. Se emplean cuando no se consigue enrocado del tamaño necesario y o a precio adecuado. En el caso de puentes, se han usado principalmente para rellenar áreas socavadas en pilas y estribos o recuperar lechos de cauces degradados. Las bolsas son relativamente fáciles de instalar y se adaptan fácilmente a irregularidades del terreno y a asentamientos. Se requiere de experiencia y buen criterio para decidir el tamaño de la bolsa a instalar.

Las bolsas se consiguen en diferentes tamaños y se colocan en varias formas siendo la de salchicha bastante usada en Estados Unidos de América para protección de puentes, aunque experiencias de laboratorio han demostrado que no resultan muy convenientes y menos cuando son largas (4mx0.7mx0.3m).

Algunas recomendaciones de instalación de bolsas rellenas de concreto según Lagasse. P. F., Byars. M.S., Zevenbergen. L. W. y Clopper. P. E. (1997) son:

- Instalar una sola capa de bolsas rellenas y no apilarlas en un montón. Se debe colocar geotextil debajo de la capa de bolsas si hay la posibilidad de que se dispersen o asienten.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- Las bolsas deben traslaparse.
- El tope de las bolsas debe quedar a ras con el lecho del río.
- Las bolsas no deben coserse entre sí para que se asienten libremente, aunque hay referencias que contradicen esta recomendación
- Bolsas muy grandes o largas no se adaptan bien a deformaciones del lecho por socavaciones siendo preferibles bolsas de 1.5m.
- La bolsa colocada directamente en frente de la pila debe tener el ancho de la zona expuesta de la pila.
- Las bolsas deben cubrir el lecho del río alrededor de la pila una distancia 1.5 veces el ancho de la porción expuesta o un mínimo de 1.8m, según lo que resulte mayor
- Siempre que sea posible, se usan dentellones antes y al final de la zona protegida con bolsas cubriendo toda la sección transversal del cauce.

III.6. Selección de escalas

Antes de comenzar a escoger una escala es importante mencionar algunos conceptos básicos para la elección de la misma y su aplicación en la modelación.

- Modelos numéricos vs Modelos Físicos

Los avances de las últimas décadas en materia de computación han precipitado un auge extraordinario en la simulación numérica de sistemas hidráulicos e hidrológicos. Toda agrupación profesional, docente o de investigación en el campo de la Hidráulica cuenta con modelos matemáticos para resolver los más diversos problemas. Compañías petroleras simulan el comportamiento de torres, tanques y plataformas bajo la acción de las olas, mareas y corrientes marinas; los planificadores, por su parte, seleccionan alternativas de desarrollo basándose en modelos multivariados de generación sintética; por último, los hidrólogos predicen caudales y escurrimientos utilizando complejos modelos estocásticos. La disponibilidad de avanzados métodos numéricos para el análisis de problemas relacionados con la mecánica de fluidos, ofrece importantes ventajas para ingenieros e investigadores.

Los modelos numéricos de confiabilidad comprobada tienden a ser flexibles y adaptables y, generalmente, producen soluciones rápidas y exactas. Por ejemplo, los ingenieros dedicados al diseño de sistemas de tuberías, pueden con un mínimo esfuerzo optimizar sus parámetros de diseño utilizando métodos numéricos de análisis.

Los modelos matemáticos, por virtud de su adaptabilidad y eficiencia, son altamente valorados por profesionales de la hidráulica, pero su alcance es limitado.

Los métodos numéricos de análisis pueden ser utilizados sólo cuando la estructura matemática del fenómeno en cuestión se encuentra perfectamente definida. El acarreo y depósito de sedimentos, el efecto de olas y corriente sobre estructuras

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

portuarias, la efectividad de disipadores de energía y las características del flujo supercrítico no-uniforme, son ejemplos de algunos de los problemas difíciles de analizar matemáticamente. Las soluciones confiables a problemas en estos y otros campos, requieren de estudios experimentales en modelos físicos.

Los modelos e instalaciones hidráulicas a escala reducida tienen una larga y distinguida trayectoria, y siguen representando el método más seguro, eficaz y económico de analizar los más complicados problemas hidráulicos. Los modelos físicos permiten el estudio de fenómenos hidráulicos, cuyo planteamiento teórico no se encuentra lo suficientemente desarrollado para establecer su estructura matemática.

Las limitaciones de los modelos físicos son escasas. Una gran mayoría de las investigaciones hidráulicas conciernen estructuras o procesos que se prestan a la reducción a escala. Mientras los experimentadores manejen debidamente el análisis dimensional y sepan interpretar la mecánica del flujo en el modelo, los resultados obtenidos serán representativos para las condiciones del prototipo.

III.6.1. Nuevos horizontes en la simulación de fenómenos hidráulicos

El estudio experimental de la hidráulica aumenta su grado de complejidad en la medida que los adelantos tecnológicos lo permiten y nuevos campos de investigación lo requieren. Hoy, los avances en la precisión de instrumentos de medición hacen posible la simulación a pequeña escala de todo tipo de fenómenos, desde el rompimiento de una presa, hasta las fuerzas ejercidas por un buque sobre un muelle. Los instrumentos electrónicos y ópticos disponibles actualmente permiten medir con un alto grado de exactitud los niveles de agua, temperatura, humedad, salinidad, fuerzas de impacto, etc. Los modelos físicos pueden ser contruidos por distintos materiales como metales, plásticos, maderas, concreto, entre otros, permitiendo la reproducción fiel de rugosidades, la información topográfica y todo detalle estructural. El perfeccionamiento de los métodos numéricos de análisis complementa también la capacidad de simulación de los profesionales de la hidráulica.

Pero la experimentación hidráulica puede ampliar sus horizontes aún sin recurrir a nuevos campos. Estudios tradicionalmente realizados por profesionales de la hidráulica pueden multiplicarse gracias a los avances tecnológicos ya mencionados. El bajo costo de los modelos físicos y las indiscutibles ventajas que ofrecen a los ingenieros hidráulicos, deben generalizar el uso de tan importante recurso. El diseño de obras de captación, derivación, conducción, bombeo y, en general, de toda estructura hidráulica puede optimizarse sin aumentar significativamente los costos totales de las obras.

III.6.2. Teoría de la similitud

Introducción

Para que los modelos reúnan la cualidad que les permita transferir las observaciones, resultados y conclusiones a su prototipo, deben ser mecánicamente similares. Para cumplir con este requisito deben satisfacerse, desde el punto de vista hidráulico, con tres condiciones de similitud:

- Similitud Geométrica
- Similitud Cinemática
- Similitud Dinámica

Semejanza Geométrica

Hay semejanza geométrica entre modelo y prototipo si el cociente de las longitudes correspondientes (homólogas) es el mismo. Así, la relación de tirantes, anchos, distancias, entre otros correspondientes, debe ser constante, es decir existirá similitud geométrica si:

$$\frac{X_p}{X_m} = \frac{H_p}{H_m} = \frac{P_p}{P_m} = \text{Constante}$$

En forma general:

$$\frac{L_p}{L_m} = \text{constante}$$

Donde:

L_p = Longitud del prototipo.

L_m = Longitud, correspondiente, del modelo.

La relación constante se conoce con el nombre de Escala de longitudes y se denota:

$$Le = \frac{L_p}{L_m}$$

En general, se utiliza el subíndice “e” que se lee escala de, para indicar el cociente de cualquier característica del prototipo entre la característica correspondiente del modelo. O sea:

$$()e = \frac{()p}{()m}$$

En ocasiones, por necesidades de funcionamiento o de construcción, generalmente, cuando las magnitudes horizontales son muy grandes comparadas con las verticales, como es el caso de muchos de los modelos marítimos y fluviales, no se conserva estrictamente esta condición de similitud ya que se

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

adoptó una escala para dichas magnitudes horizontales y otra para las verticales, denominándose a este tipo de modelos como “Distorsionados”, donde la escala de líneas horizontales es mayor que la de verticales, o sea:

$$X_e > Y_e$$

y el cociente

$$\Delta = \frac{X_e}{Y_e}$$

Es el grado de distorsión del modelo.

Semejanza Cinemática

Hay semejanza cinemática si los vectores de la velocidad, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente.

Es decir, si cumple con la similitud geométrica y además:

$$\frac{V_p}{V_m} = V_e$$
$$\frac{a_p}{a_m} = a_e$$

Donde:

V_p = Velocidad en el prototipo.

V_m = Velocidad, correspondiente, en el modelo.

V_e = Escala de velocidades.

A_p = Aceleración en el prototipo.

A_m = Aceleración, correspondiente, en el modelo.

A_e = Escala de aceleraciones.

Similitud dinámica

Finalmente, existe semejanza dinámica si los polígonos de fuerza, de todos los puntos correspondiente, son semejantes geoméricamente, es decir se cumple que:

$$\frac{F_p}{F_m} = F_e$$

Donde:

F_p Fuerza en el prototipo.

F_m Fuerza en el modelo.

F_e Escala de fuerza.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Es necesario determinar qué tipo de fuerzas actúan.

III.6.3. Leyes de semejanza

- Ley de similitud de Froude.

Hay escurrimientos en que la fuerza más importante es la de gravedad y en los que se pueden despreciar los efectos viscosos, como ocurre en los escurrimientos turbulentos a superficie libre. Cuando las fuerzas de gravedad e inercia son las únicas a considerar se cumple lo siguiente:

$$Fp = Fm \dots \dots \dots (3.17)$$

Al considerar las expresiones de estos números, tanto para prototipo como modelo, se establece que:

$$\frac{Vp}{\sqrt{gpLp}} = \frac{Vm}{\sqrt{gmLm}} \dots \dots \dots (3.18)$$

Haciendo operaciones algebraicas se llega a:

$$\frac{Vp}{Vm} = \frac{gp}{gm} * \frac{Lp}{Lm} \dots \dots \dots (3.19)$$

Sustituyendo el concepto de escala:

$$Ve = \sqrt{Le} * \sqrt{ge} \dots \dots \dots (3.20)$$

Si consideramos que modelo y el prototipo están localizados prácticamente en el mismo lugar de la tierra, de modo que siendo $gp = gm$, resulta que $ge = 1$, esta hipótesis, casi siempre válida, conducirá, a:

$$Ve = Le^{1/2} \dots \dots \dots (3.21)$$

Esta última expresión es la ecuación fundamental de la Ley de similitud de Froude y establece que cuando mayor sea la escala de longitudes menor es la velocidad en el modelo.

A partir de la ecuación anterior se obtienen las demás escalas que cumplen con un modelo de Froude, cuyos valores se resumen en la tabla 3.1.

Escala de Gastos.

La ecuación de continuidad para un flujo unidimensional permanente e incompresible es:

$$Q = AV \dots \dots \dots (3.22)$$

Como esta ecuación debe cumplirse en el prototipo y modelo, entonces:

$$Qp = ApVp \dots \dots \dots (3.23)$$

$$Qm = AmVm \dots \dots \dots (3.24)$$

dividiendo miembro a miembro la ec. (3.23) entre la ec. (3.24).

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{A_p V_p}{A_m V_m} \dots \dots \dots (3.25)$$

introduciendo el concepto de escala se obtiene:

$$Q_e = A_e V_e \dots \dots \dots (3.26)$$

Donde:

$$A_e = L_e^2 \dots \dots \dots (3.27)$$

Sustituyendo las ecs. (3.21) y (3.27), en la (3.26) se llega a la expresión de la escala de gastos de la similitud de Froude.

$$Q_e = A_e V_e = L_e^2 L_e^1 = L_e^5$$
$$Q_e = L_e^{5/2} \dots \dots \dots (3.28)$$

III.6.4. Condiciones de similitud para modelos distorsionados

Debido a los problemas que existen cuando las distancias horizontales son de un orden de magnitud mayor a las distancias verticales, ya sean ríos, playas o estuarios, se utilizan modelos distorsionados donde la escala de longitudes horizontales es mayor que la de verticales, o sea:

$$X_e > Y_e$$

el cociente:

$$\frac{X_e}{Y_e} = \Delta$$

Se denomina como distorsión del modelo y es el índice de la mayor o menor deformación geométrica del modelo. Se recomienda que el valor de Δ sea menor que 8, aunque éste no es un límite rígido.

Otras causas que conducen a la distorsión son:

1.- Cuando la rugosidad necesaria en el modelo es tan pequeña e imposible conseguirla físicamente.

Al distorsionar el modelo y tener una escala vertical menor que la horizontal, se obtendrán pendientes mayores, y para compensar el efecto de estas en el escurrimiento, se deberán tener rugosidades mayores en el modelo, las cuales ya podrán proporcionarse prácticamente.

2.- Cuando no se puede conseguir el mismo tipo de escurrimiento en el modelo como en un prototipo (ésta es una condición que siempre deberá tenerse presente: el escurrimiento en el modelo debe tener turbulencia parecida al del prototipo).

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

3.- Por razones de espacio, cuando el modelo es demasiado grande y no cabe en el lugar disponible o que resulten tirantes de agua demasiado pequeños en los que no puedan apreciarse ciertas magnitudes por no efectuarse mediciones, o que resulten dominados por otros factores (por ejemplo la tensión superficial), etc.

4.- Existen también distorsiones en otras magnitudes que intervienen en los fenómenos hidráulicos, por ejemplo en las escalas de masas específicas, ya que puede haber una para líquidos y otra para determinados sólidos colocados dentro de la corriente; una para el diámetro del material sólido que transporta una corriente y otra para las magnitudes lineales, etc.

De manera general, se puede decir que existe distorsión en los modelos hidráulicos cuando existe más de una escala para una misma magnitud dimensional.

III.6.5. Ley de Similitud de Froude para modelos distorsionados

Se establecerán a continuación las escalas que gobiernan a un modelo distorsionado en el que se estudia un fenómeno en el que domina la fuerza de gravedad.

En los fenómenos hidráulicos regidos por la gravedad, las magnitudes lineales verticales son muy importantes ya que dichos fenómenos dependen en gran parte de ellas. Es por ello que el número de Froude para modelos distorsionados adopta la forma:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gY}} \dots \dots \dots (3.29)$$

en donde Y es una magnitud lineal vertical característica.

Ahora la expresión fundamental que la condición de Froude para modelos distorsionados es:

$$V_e = Y_e^{1/2} \dots \dots \dots (3.30)$$

A partir de ella se infieren las otras relaciones de escala.

Escala de Gastos

Por definición:

$$Q_e = A_e V_e \dots \dots \dots (3.31)$$

Donde:

$$A_e = X_e Y_e \dots \dots \dots (3.32)$$

sustituyendo la ec. (3.30) en la ec. (3.32) y haciendo operaciones algebraicas se obtiene la escala de gastos para modelos distorsionados

$$Q_e = X_e Y_e^{3/2} \dots \dots \dots (3.33)$$

III.6.6. Ley de similitud de Reynolds para modelos distorsionados

No es posible establecer las escalas para el caso en que las fuerzas que dominen sean las de viscosidad, en este caso la forma es muy importante, como sucede en un estudio de un perfil aerodinámico o de un submarino (de hecho se estudia la forma más conveniente) y por tal motivo se está obligando a conservar la similitud geométrica.

Ventajas de los modelos distorsionados

1. Los tirantes, alturas de ola y pendientes se exageran facilitando su medición.
2. Ayuda a reducir el tamaño del modelo.
3. En modelos de fondo móvil se facilita el transporte de partículas.

Desventajas de los modelos distorsionados

1. Se distorsiona la semejanza dinámica.
2. El escurrimiento puede ser diferente que en el prototipo, por ejemplo en modelos de oleaje.
3. Su interpretación es más compleja.
4. En ocasiones presenta un efecto psicológico desfavorable al que lo observa.

Característica	Ley de Froude	Ley de Reynolds
Longitud	Le	Le
Área	Le^2	Le^2
Volumen	Le^3	Le^3
Tiempo	$\left[\frac{Le\rho e}{\gamma e}\right]^{1/2}$	$\frac{\rho e Le^2}{\mu e}$
Velocidad	$\left[\frac{Le\gamma e}{\rho e}\right]^{1/2}$	$\frac{\mu e}{Le\rho e}$
Aceleración	$\frac{\gamma e}{\rho e}$	$\frac{\mu e^2}{\rho e^2 Le^3}$
Gasto	$Le^{5/2}\left[\frac{\gamma e}{\rho e}\right]^{1/2}$	$\frac{Le\mu e}{\rho e}$
Masa	$\rho e Le^3$	$\rho e Le^3$
Fuerza	$\gamma e Le^3$	$\frac{\mu e^2}{\rho e}$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Presión	Ley	$\frac{\mu e^2}{Le^2 \rho e}$
Impulso y Cantidad de Movimiento	$Le^{7/2} [\rho e \gamma e]^{1/2}$	$\mu e Le^2$
Energía y Trabajo	$\gamma e Le^4$	$\frac{Le \mu e^2}{\rho e}$
Potencia	$Le^{7/2} \gamma e^{3/2} / \rho e^{1/2}$	$\frac{\mu e^3}{Le \rho e^2}$

Tabla 3.1. Escalas de similitud de Froude y Reynolds.

Notas:

1. Si se usa el mismo fluido en prototipo y modelo:

$$\rho e = \gamma e = \mu e = 1$$

2. Cuando

$$g e = 1, \frac{\gamma e}{\rho e} = 1$$

Valores de las Escalas para la condición de Froude en Modelos distorsionados

Características	Ley de Froude
Longitud Horizontal	X_e
Longitud Vertical	Y_e
Área	$X_e Y_e$
Volumen	$X_e^2 Y_e$
Tiempo	$\frac{X_e}{(g e Y_e)^{1/2}}$
Velocidad	$(g e Y_e)^{1/2}$
Aceleración	$\frac{g e Y_e}{X_e}$
Gasto	$X_e g e (\gamma e)^{3/2}$
Masa	$Y_e \rho e X_e^2$
Fuerza	$X_e \gamma e Y_e^2$
Presión	$\gamma e Y_e$
Energía y Trabajo	$\gamma e Y_e X_e^2$
Potencia	$\gamma e X_e g e Y_e^{5/2}$
Pendiente	$\frac{Y_e}{X_e}$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Tabla 3.2. Escalas de Similitud de Froude para modelos distorsionados

III.7. Secuela de cálculo del trazo del modelo

Para el modelo a construir, se eligió la condición de Similitud de Froude para Modelos Distorsionados ya que se requiere medir la socavación local y establecer medidas de protección para pilas y estribos de puentes.

En el laboratorio de hidráulica se cuenta con un espacio para desarrollar el modelo propuesto de 21.5m por 4.5m.

A grandes rasgos, el propósito es modelar físicamente el tramo del río de Tiripitio, el cual cuenta con una longitud horizontal desde el comienzo del eje de río, hasta el final de 1,075m.

Escala horizontal y vertical

Aplicando las ecuaciones de la semejanza geométrica, que desde luego son las mismas para modelos con distorsión, tenemos:

Escala de líneas horizontales

$$X_e = \frac{X_p}{X_m} = \frac{1075}{21.5} = 50$$

Con base a diversos cálculos para representar bien las secciones transversales, se eligió una distorsión; $\Delta=2$.

-Escala líneas verticales:

$$Y_e = \frac{X_e}{\Delta} = \frac{50}{2} = 25$$

En la siguiente figura se muestra la sección transversal del río Tiripitio, correspondiente a la sección 0+340 m, a escala 1:100 tanto horizontalmente como verticalmente.

Asimismo, en la figura se puede observar la sección 0+340m, con escala horizontal 1:50 y con escala vertical 1:25.

En la siguiente tabla se muestran los valores a escala utilizando la condición de Froude para modelos distorsionados, para las cuales, se tiene que:

$$\gamma_e = 1$$

$$\rho_e = 1$$

$$g_e = 1$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Características	Ley de Froude Factor de Escala	
Longitud Horizontal	$X_e = X_p / X_m$	50.00
Longitud Vertical	$Y_e = X_e / \Delta$	25.00
Área	$X_e Y_e$	1249.98
Volumen	$X_e^2 Y_e$	62498.60
Tiempo	$X_e / (Y_e)^{1/2}$	10.00
Velocidad	$Y_e^{1/2}$	5.00
Aceleración	Y_e / X_e	0.50
Gasto	$X_e * Y_e^{3/2}$	6249.88
Masa	$X_e^2 Y_e$	62498.60
Fuerza	$X_e Y_e^2$	31249.30
Presión	Y_e	25.00
Energía y Trabajo	$X_e^2 Y_e$	62498.60
Potencia	$X_e Y_e^{5/2}$	156245.93
Pendiente	Y_e / X_e	0.50

Tabla 3.3. Escalas para el río de tiripitio.

Escalando el gasto a un gasto real tenemos:

$$QR = \frac{Qp}{Qe} = \frac{217.52}{62498.60}$$

$$QR = 0.03480 \text{ m}^3/\text{s}$$

El cual será el gasto que se ocupará para el modelo físico.

De igual manera se escalaron las pendientes del río. Debido a que el trabajo es demasiado para escalar pendientes a cada sección y después construirlas, escalamos en 4 partes como se muestra a continuación:

Estaciones		L (m)	Le (m)	Δ elev (m)	Sp	Se	SR=(Sp/Se)
1+100	0+760	340	6.8	3.784	0.011	0.5	0.022
0+760	0+480	280	5.6	1.830	0.007	0.5	0.013
0+480	0+300	180	3.6	0.640	0.004	0.5	0.007
0+300	0+000	300	6	3.530	0.012	0.5	0.024

Tabla 3.4. Pendientes reales del modelo

De las cuales las SR, son las que se utilizarán para la construcción del modelo.

Capítulo IV Construcción del modelo

IV.1. Introducción

La elaboración del modelo físico se hará en el “Laboratorio de Hidráulica: Ing. David Hernández Hueramo”, edificio H de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, el cual, cuenta con un área de 4200m². Para atender los requerimientos de gasto en los modelos bajos estudio, cuenta con un sistema de abastecimiento y recirculación, integrado por un tanque de carga constante con 8m de altura y 25m³ de capacidad, dotado de tres bombas de 125 lts/s cada una, que toman el agua de una cisterna de 120 m³.

El sistema se completa con una red de canales de retorno para regresar el agua a la cisterna luego de realizar las pruebas correspondientes.

El modelo propuesto se realizará sobre el modelo denominado “Río Bravo”.

La construcción se desarrolló en las siguientes etapas:

- Adecuación de la zona.
- Trazo de malla.
- Trazo del Modelo.
- Realización de escantillones de secciones transversales.
- Colocación de paredes.
- Colocación de cilindros para el encauce del flujo.
- Nivelación.
- Colocación de arena para formación de las secciones transversales.

IV.2. Adecuación de la zona.

Como etapa inicial es importante mantener limpia la zona a utilizar, ya que servirá para llevar un correcto trazo de la malla y del modelo. Para esta etapa se utilizaron escobas con las cuales se removió el polvo.



Imagen 4.1 Limpieza de la zona

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

IV.3. Trazo de la malla.

En esta etapa, se trazó una malla con pintura clavos e hilo que tiene una longitud de 21.5m y un ancho de 4.5m, en la cual cada cuadro es de 0.50m por 0.50m que servirán para ubicar puntos y poder trazar las secciones transversales y eje del río del modelo a desarrollar.



Imagen 4.2 Trazo de la cuadrícula.

Por la gran longitud de la malla no es posible tomar una foto completa por lo que en representación fue así como queda la malla.

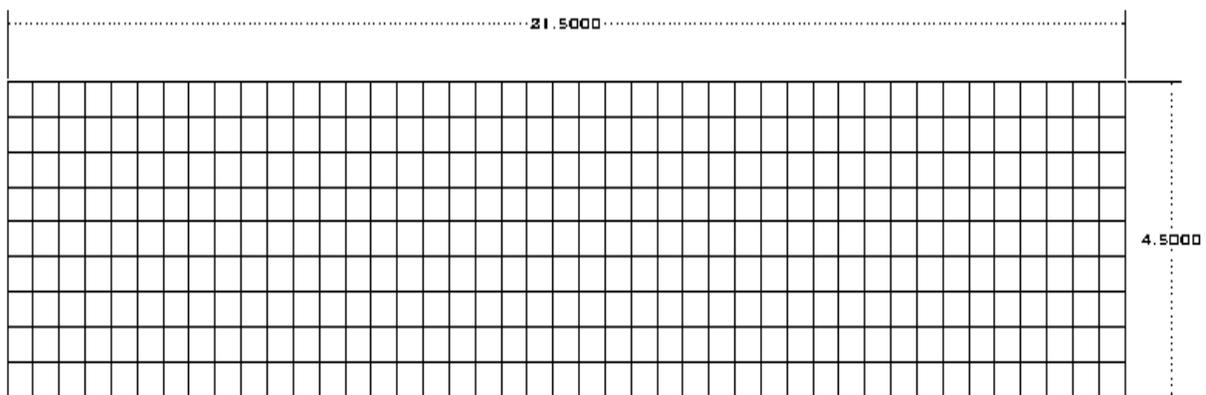


Figura 4.1. Dimensiones de la cuadrícula

IV.4. Trazo del modelo.

Se comienza con el trazo del río, que es uno de los aspectos fundamentales para poder desarrollar la mayoría del procedimiento de la construcción del modelo.

Al principio se trazaron las secciones transversales; para cada sección se localizaban los dos extremos de la misma dentro de la malla y, a su vez, se colocaban dos clavos a los cuales se les amarraba un hilo para hacer el trazo de la sección transversal, corroborando que diera la distancia de la sección que es de 1.40m, los cuales representan los 70m de sección.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

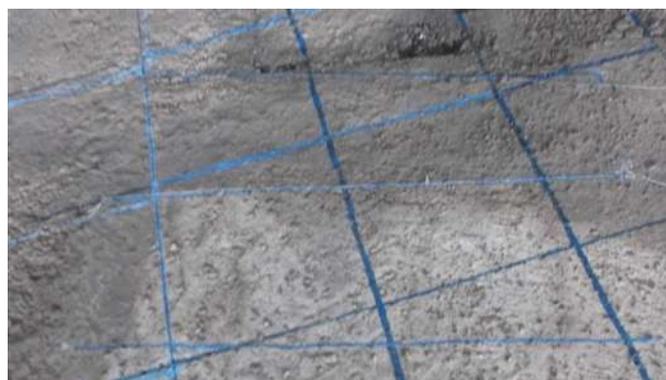


Imagen. 4.3. Trazo de las secciones transversales

Posteriormente, se hizo el trazo del eje del río en el que únicamente se ubicó la mitad de cada sección con un punto de referencia. También, se utilizó ese punto de referencia para marcar los bordes del río, además de que se ubicaron dentro de la malla algunas partes o quiebres del eje del río. Al estar ubicados todos los puntos, se procedió a el trazo del eje del río a escuadra uniendo punto a punto.



Imagen. 4.4. Trazo del eje del río.

IV.5. Realización de escantillones de las secciones transversales.

Para este paso, se utilizó cartón para realizar las secciones transversales del río. En este sentido, cabe recordar que se utilizó una escala de 1:50 horizontal y 1:25 vertical. La ubicación de los puntos para cada sección se hizo en cada 5m horizontales a escala equivalen a 10cm. También se ubicaron aquellos puntos que en menos de esos 5m tuvieran cambios de pendiente importantes.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen. 4.5. Secciones transversales.

Después, se hizo el recorte de esas secciones y así obtener la presente sección.



Imagen. 4.6. Secciones transversales recortadas.

IV.6. Colocación de las paredes.

En este paso se procedió a colocar las paredes que van a detener la arena de río para realizar el modelo propuesto. Esto se realizó con la colocación de unos ángulos de madera y metal para detener las paredes, las cuales son de triplay de pino de 3mm. Cabe mencionar que, en la parte donde se instalarán los estribos y pilas del puente, se colocaron dos paredes de acrílico para obtener una mejor observación y medición del fenómeno de socavación.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 4.7. Colocación de las paredes del río

IV.7. Colocación de cilindros para el encauce del flujo.

Se colocó una serie de cilindros para encauzar el agua hacia el modelo propuesto, lo cual primeramente se ubicaron los cilindros en el concreto y, posteriormente, se puso una cimbra frontal para que no se filtre el agua hacia otra zona que no sea el modelo propuesto.



Imagen 4.8. Colocación de concreto frente a los cilindros.

IV.8. Colocación y nivelación de arena para representar las pendientes escaladas.

Antes de comenzar con la colocación de la arena fue importante marcar líneas verticales en las paredes del modelo físico que se trazaron justamente donde se encuentra cada sección transversal, con la finalidad de poder colocar los escantillones.

Una vez hecho lo anterior, comenzó a sacarse la pendiente del lugar, con nivel de manguera.

IV.9. Nivelación.

Luego de haberse terminado pasos, se procedió a hacer la nivelación de tierras de tal manera que no quede descompensado ni con exceso de material el modelo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 4.9. Nivelación de arena, para las pendientes.

Antes de colocar las secciones transversales, se hizo una prueba en las pendientes del modelo con un gasto menor al que se escaló. El resultado obtenido no fue favorable, ya que el modelo contaba con mucha infiltración como se muestra en la figura:



Imagen 4.10. Cilindros sin aplanar.



Imagen 4.11. Infiltración por todas las paredes.

Por lo anterior, fue necesario quitar de nuevo las paredes del modelo y fijarlas al piso haciendo una ranura en el mismo. Luego se colocaron de nuevo las paredes dentro de las ranuras, así como un chaflán por dentro y por fuera de las paredes del modelo para evitar infiltraciones.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 4.12. Ranuración del piso para la colocación de las paredes.

Un aspecto importante es mantener húmeda la arena para que pueda ser manejable a la hora de colocarse las secciones transversales, lo cual, al colocar los escantillones de cartón y forrados, se observó que éstos absorbían humedad y comenzaban a deformarse e incluso a romperse, por lo que fue necesario hacer escantillones de madera.

IV.10. Colocación de arena para formación de las secciones transversales.

Posteriormente, se niveló la arena con la pendiente escalada para, así, colocar los escantillones y formar las secciones transversales como se observa en la siguiente imagen.



Imagen 4.13. Colocación de las secciones transversales así como de la arena.

Debido a la dificultad de conseguir la arena de río y por la cantidad que se necesita para cumplir con las pendientes escaladas, fue necesario colocar un relleno de grava tabiques y piedras para que ocupe un volumen y utilizar una cantidad de arena menor, por lo cual tenemos:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen. 4.14. Colocación de material de relleno.

Para que el agua pueda subir al nivel que se requiere hasta la primera sección transversal, fue necesario construir un pequeño muro de tabique, para que funcione como vertedor.



Imagen 4.15. Colocación de muro

En la siguiente imagen se muestra el modelo terminado, que abarca de la estación 0+960 a 0+300. Por lo cual se muestran las siguientes imágenes:



Imagen. 4.16. Piedra en greña.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen. 4.17. Muro aplanado.



4.18. Modelo terminado.



Imagen 4.19. Vista de frente del modelo terminado.

Capítulo V. Modelos y pruebas realizadas

V.1. Aforo de gastos a utilizar.

Antes de comenzar a realizar las pruebas en el modelo, es necesario comprobar, si el gasto con el que se van a realizar las pruebas (el de las aberturas de la válvula) es el correcto, para esto es necesario, colocar un vertedor al final del modelo con la finalidad de corroborar esos gastos.

Para esto fue necesario reestablecer una placa que se encuentra a un costado del modelo del río bravo, el reestablecer dicha placa consistió en; limpiar el canal antes de la placa, así como colocar un tapón galvanizado de 2 pulgadas a la tubería de la placa y colocar una regla que nos permita medir la carga del flujo.



Imagen 5.1 Pared del vertedor.



Imagen 5.2. Regla para medir h.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Tenemos como datos; ancho de la placa de 1m, altura de la placa 0.249m.

Cumple con las condiciones de pared delgada por lo cual tenemos, las siguientes ecuaciones para un vertedor tipo Rehbock:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \dots\dots 5.1$$

0.01m ≤ h ≤ 0.80m; Cumple carga requerida de 0.01m a 0.07m

b ≥ 0.30m; Cumple b=1m

w ≥ 0.06m; Cumple w=0.249m

h/w ≤ 1; Cumple, el máximo valor de h/w= 0.28

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2} \dots\dots 5.2$$

Datos:

w=0.249m

b=1m

Sustituyendo en la ecuación 5.1 y 5.2 obtenemos:

h (m)	w(m)	μ	b(m)	h ^{3/2}	Q (m ³ /s)
0.010	0.249	0.710	1.000	0.001	0.002
0.020	0.249	0.661	1.000	0.003	0.006
0.030	0.249	0.648	1.000	0.005	0.010
0.040	0.249	0.643	1.000	0.008	0.015
0.050	0.249	0.641	1.000	0.011	0.021
0.060	0.249	0.641	1.000	0.015	0.028
0.070	0.249	0.642	1.000	0.019	0.035

Tabla 5.1. Gastos del vertedor

V.2. Primera prueba

Estos resultados nos ayudaran a aforar los gastos, para poder hacer nuestras pruebas.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Terminado el modelo inmediatamente se hizo la prueba de arrastre de partículas; dicha prueba consiste en variar un gasto de tal manera que podamos visualizar con que gasto aproximado, comienza a dar un arrastre de partículas.

Esta primera prueba no fue del todo lo mejor, una de las causas es debido a que la válvula con la que se opera corresponde al modelo del río bravo el cual maneja gastos grandes y además porque el gasto mínimo que se obtuvo fue de 5.64 lt/s, un gasto con el cual ya se presentaba un arrastre de partículas a corta distancia.



Imagen 5.3. Prueba de arrastre de sedimentos



Imagen 5.4. Sedimentos en movimiento

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

V.3. Segunda prueba

Nuevamente se hizo la prueba para el gasto de 5.64 lt/s, en un lapso de 10 minutos aproximadamente, para el cual se presentó poca deformación en las secciones transversales. El arrastre de las partículas se dio en un rango de 1.20m a 2m.



Imagen 5.5. Flujo entre las secciones 0+360 y 0+340.



Imagen. 5.6. Flujo en el modelo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.7 Sección 0+720 a 0+960

V.4. Tercera prueba

Esta se llevó a cabo con un gasto de 35 lt/s, este se aproxima al gasto que corresponde al Tr 50, se observa en la imagen 5.9. Una gran deformación de las secciones transversales, además de que en algunas zonas del modelo no resistieron el peso del agua, que además la misma se infiltraba por la arena, principalmente en las zonas donde el modelo del río presenta curvas.



Imagen 5.8. Flujo circulando en el modelo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.9. Modelo deformado por el flujo.

El gasto ya mencionado provoco una abertura entre la arena, por lo cual el modelo tuvo una ramificación lo que ocasiono que se pandeara una de las paredes, como se muestra a continuación:



Imagen 5.10. Muros deformados por la acción del flujo.

V.5. Cuarta Prueba

Es una de las pruebas más importantes, ya que se realizaron mediciones de deformación de las paredes del río, tirante y velocidad, esto con el gasto mínimo y un lapso de tiempo de 15 minutos aproximadamente.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Las siguientes imágenes muestran la medición de los bordes del río, por lo cual tenemos:



Imagen 5.11. Medición de borde en la sección 0+560, 32cm de bordo, lo equivalente a 16m en el prototipo.



Imagen 5.12. Medición en la sección 0+340 con aproximadamente 38cm de bordo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.13. Estación 0+780 con aproximadamente 25cm de bordo.

Posteriormente se procedió a correr un el gasto.



Imagen 5.14. Vista en perspectiva del río desde la sección 0+320.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Hay que destacar que después de aproximadamente 10 minutos de que circulara el gasto por el río, comenzaron a ensancharse los bordos del río, debido a poca cohesión que tiene la arena de río.



Imagen 5.15. Erosión en los bordos.

La deformación llegó a ser tal que en la sección 0+560 se alcanzó un ensanchamiento del bordo de 72 cm.



Imagen 5.16. Medición de la deformación del bordo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Posteriormente se midió el tirante que correspondió a 3.2cm



Imagen 5.17. Medición del tirante.



Imagen 5.18. Deformación de los bordos entre las estaciones 0+560 a 0+300.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.19. Deformación después del flujo, alcanzando 1m de extremo a extremo.

Fue tan grande la deformación en las paredes del modelo que se tomó la decisión de colocarle a la arena un material estabilizante, para poder representar la consolidación en las paredes del prototipo. Dicho material es cal con agua y se ven a continuación en las siguientes imágenes.



Imagen 5.20. Fotografía en el fondo de una sección, que muestra las paredes estabilizadas del modelo.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

En la siguiente imagen podemos apreciar el modelo con el estabilizante, cabe destacar que en la parte inferior se muestra una parte del modelo sin estabilizante, esto se debe en primera instancia a que son las secciones más cercanas al puente y en segunda instancia a que esas mismas secciones tienen poca elevación topográfica.



Imagen 5.21. Vista panorámica del modelo, con paredes estabilizadas.

V.6. Quinta prueba

Esta prueba se realizó ya con las paredes estabilizadas del río. En esta prueba de nuevo se midieron la velocidad, tirante. Obteniendo como resultado los siguientes propiedades hidráulicas.

$$Q= 5.64 \text{ lt/s}$$

$$V=0.6125 \text{ m/s}$$

$$Y=0.0345\text{m}$$

Estos datos nos servirán para el cálculo de principio de movimiento, tanto del modelo como del prototipo. Por lo cual se utilizaran las ecs. (5.3, 5.4, 5.5)

$$\frac{v}{v_*} = 8.0\left(\frac{y}{D}\right)^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (5.3)$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

$$\tau t = \frac{v_*^2}{g \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D} \dots \dots \dots (5.4)$$

$$Re_* = \frac{v_* D}{\nu} \dots \dots \dots (5.5)$$

Sitio	$v_* = \frac{v}{8 \left(\frac{y}{D} \right)^{\frac{1}{6}}} \dots \left(\frac{m}{s} \right)$	$Re_* = \frac{v_* D}{\nu}$	$\tau t = \frac{v_*^2}{g \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D}$
Prototipo	0.1050	367.5	0.1835
Modelo	0.038	20.628	0.6486

Tabla 5.2 Valores que definen inicio de movimiento, entre prototipo y Modelo.

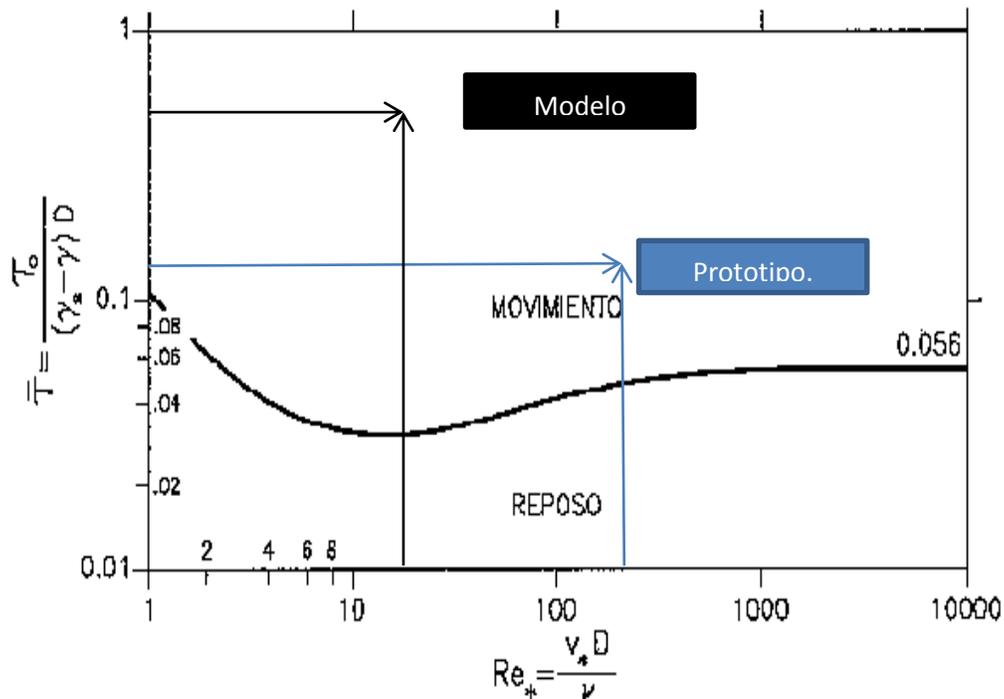


Fig.5.1. Inicio de movimiento del Modelo y Prototipo.

Por lo que podemos observar el inicio de movimiento del modelo es mayor con un menor Re_* , eso nos dice que hace falta cohesión en el modelo, la única ventaja es que los 2 ya se encuentran en movimiento.

Colocación de las pilas y estribos.

Para comenzar las pruebas de socavación, es necesario colocar las pilas y los estribos, para esto se hizo una zanja a 1.8 cm de la sección 0+360. Con la finalidad de colocar paralelamente a esta las estructuras, así como de representar los datos colocados en Hec-Ras.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



a)

b)

Imagen. 5.22 a) Pilas y estribos descimbrados y marcados

b) Zanja de excavación para colocar las pilas y estribos



a)

b)

Imagen.5.23. a) Pilas y estribos colocados en la zanja.

b) Pilas y estribos rellenos hasta los niveles de las secciones 0+360 a 0+340

V.7. Sexta Prueba (Prueba realizada con pilas y estribos).

Esta prueba es de las más importantes, ya que se llevó a cabo con un gasto de 5.64 lt/s, que corresponde al que se utilizó para la prueba de inicio de movimiento. La finalidad fue la de observar, el comportamiento del flujo con las pilas y los estribos, colocados.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.24. Modelo del río de tiripitio reconstruido un día antes de la prueba.

Comenzamos con la prueba, la cual al principio no se podía observar el fondo debido a la espuma que hace el agua al iniciar el contacto con la arena.



a)

b)

Imagen.5.25. a) Formación de espuma en el agua.

b)Flujo con tonalidad café.

En la imagen... se puede observar la pila uno, la cual presenta un remanso de aproximadamente 1m (escalado).

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



a)

b)

*Imagen 5.26. a) Remnaso del flujo en la pila
b) Estela de vórtices.*



Imagen 5.27. Estribo 1, y pila 1 y 2. Con flujo circulando entre ellos.

En las siguientes imágenes se puede observar, la medición de la abertura de la pila 2, al borde de abertura que dejó el paso del agua, y del borde a la pila 1. Con lo cual en primera instancia se obtuvo una distancia de 56m de abertura 42m respectivamente.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.28. Medición de la erosión de las paredes con respecto a las pilas.

Posteriormente se arrancó con otra prueba, teniendo ya la anterior deformación en el modelo, está prueba tuvo una duración de 15 minutos.

En esta prueba se tuvo un arrastre de segmentos de las paredes del río, los cuales presentaban una cohesión, estos se detuvieron frente a las pilas 1 y 2, en los segmentos se presentó el fenómeno de socavación y por tanto hubo depósito de sedimentos frente a las pilas.



Imagen.5.29 Segmentos de paredes depositados frente a la pila 1.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Imagen 5.30 Vista en planta de la estela de vórtices.



Imagen. 5.31 Vista de frente foso de socavación en las pilas.



a)

b)

Imagen.5.32. a) Formación de . b)Termino de la prueba, marcación del Thalweg

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Con estas pruebas la cal que tenían las paredes se fue junto con el agua, además de que al caer al lecho en forma de roca, se detenían frente a las pilas provocando así una socavación, en estas, y no directamente en las pilas.

Otro de los aspectos es que el para el gasto del Tr de 50 años escalado en el modelo se lleva el modelo muy fácilmente, por lo cual no resistiría para las pruebas, por lo cual se determinó trabajar con periodos de retorno de 2 y de 10 años.

V.8. Pruebas de Socavación.

Las siguientes pruebas tienen como objetivo medir la socavación, de acuerdo al tiempo de concentración del flujo en el siguiente Hidrograma muestra el tiempo de concentración de la tormenta, en horas.

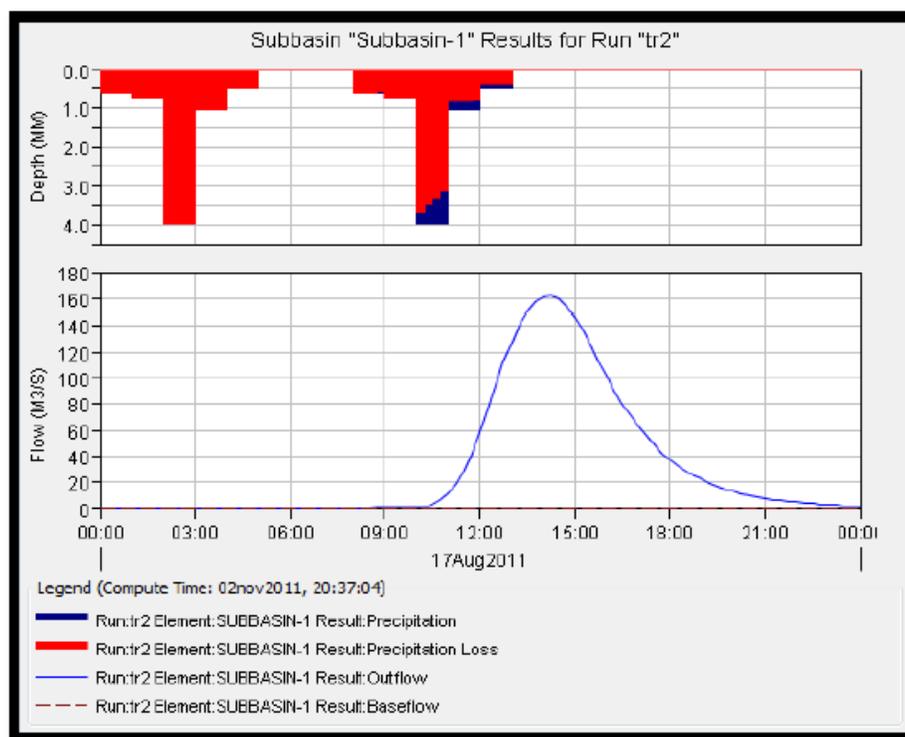


Figura.5.2 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para Tr2 años.

El tiempo de concentración equivale a 5 horas, por lo cual al escalarlo con la similitud de Froude para modelos distorsionados tenemos:

$$t = 5h$$

$$t = 18,000s$$

$$t = 30 \text{ mín}$$

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Por lo cual las mediciones se harán a cada 5 minutos, con una aproximación del gasto pico escalado, equivalente a los 15 minutos.

Por lo cual tenemos la evolución de la socavación a través del tiempo escalado. Para los periodos de retorno de 2 y 10 años.

V.8.1. Pruebas de socavación local para Tr 2 años y Tr 10 años.

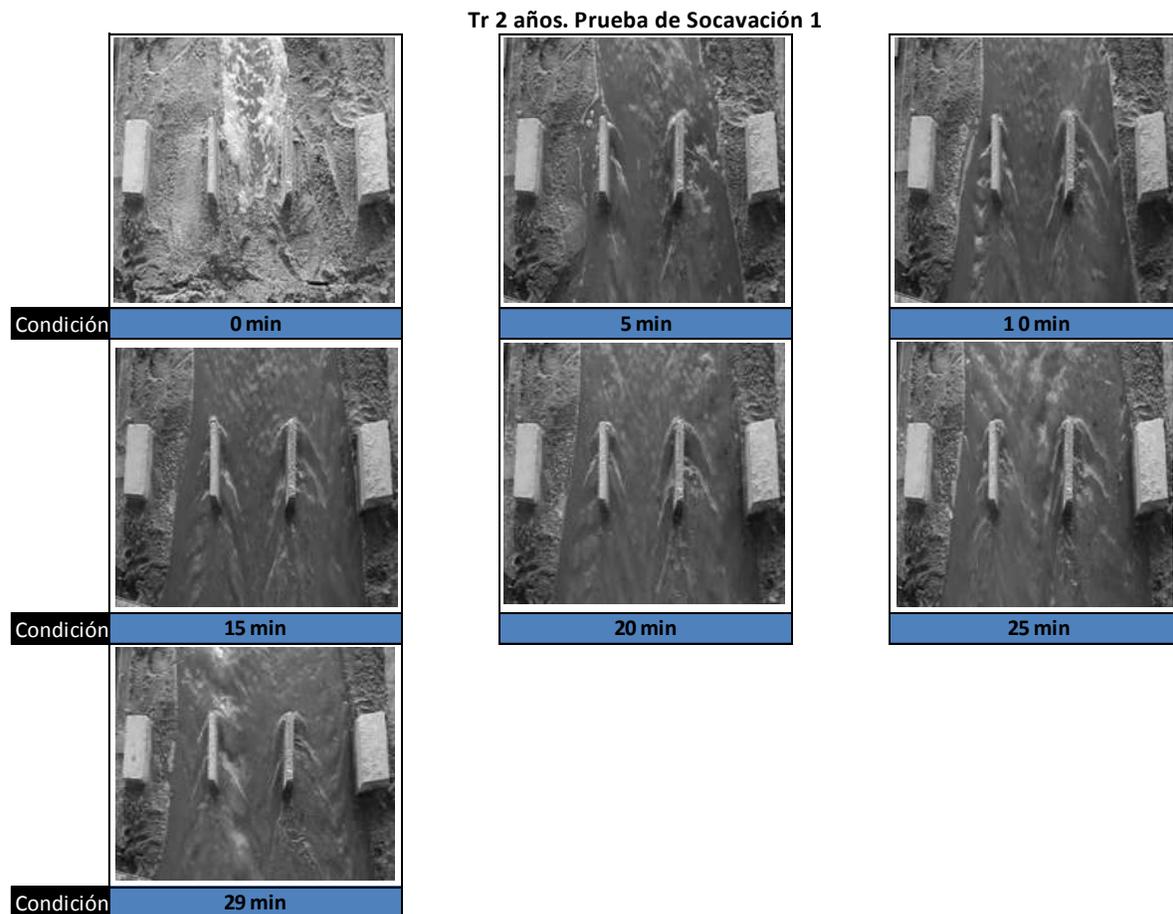


Imagen 5.33. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años.

En esta primera prueba se puede observar que a partir de los primeros 15 minutos, en la pila 1 comienza socavar la parte lateral del mismo. Y se mantiene de esa forma a lo largo de la prueba.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

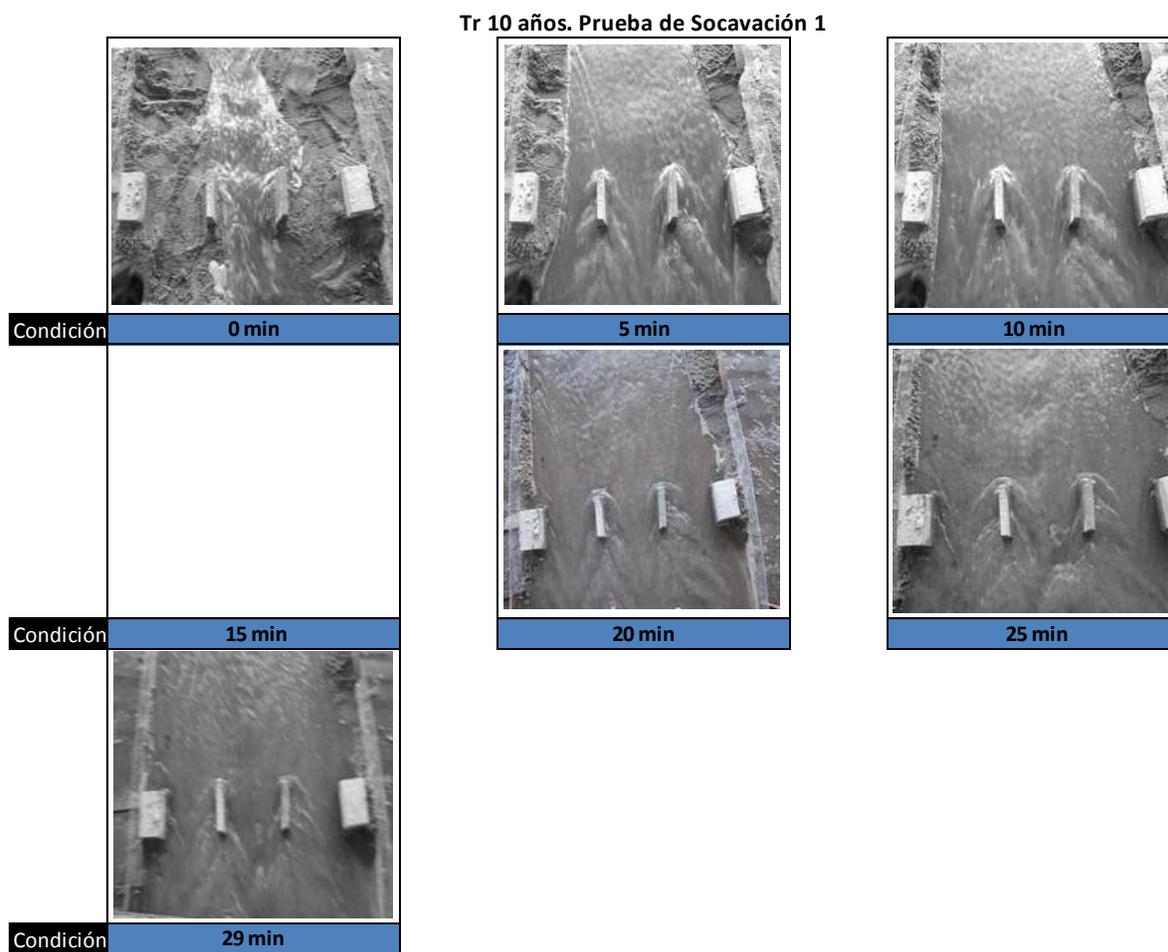


Imagen 5.34. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años.

En esta prueba en los primeros 5 minutos hay socavación lateral en el estribo 1, debido a la erosión de los bordos, en los 15 minutos se nos apagó la cámara, por eso no contamos con la imagen, por lo cual, observas que en a los 20 minutos ya comienza a haber socavación frontal en toda la subestructura.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

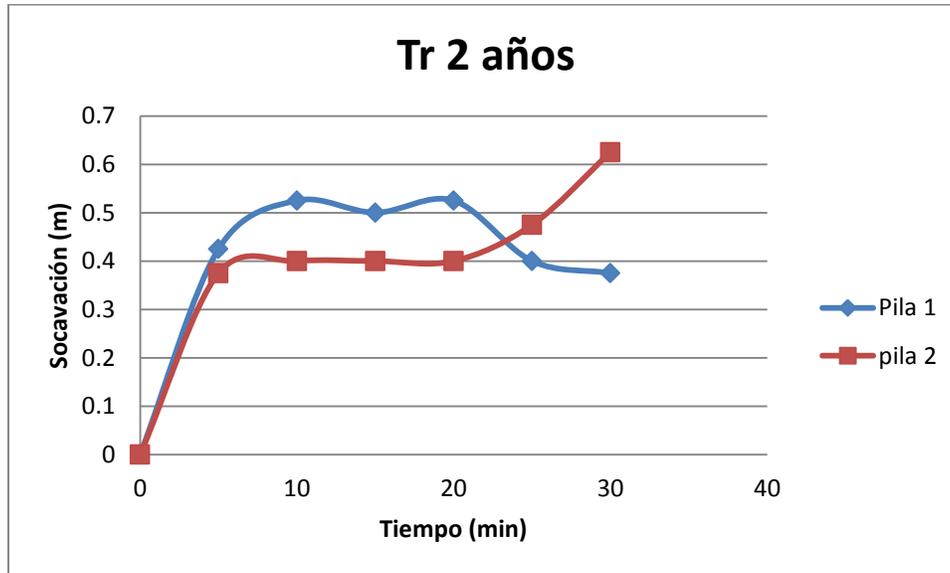
hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m3/s			Qe= 11.95 lt/s			Qv= 11.77 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Pila 3		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.8	2.7	2.7	2.8	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0.5	0.425	0.85	1.125	0.375	-0.65	0	0	0
	10	0	0	0	0.675	0.525	0.8	0.225	0.4	-0.2	0	0	0
	15	0	0	0.975	0.6	0.5	0.875	0	0.4	0.075	0	0	0
	20	0	0	1.375	0.125	0.525	0.825	-0.15	0.4	-0.1	0	0	0
	25	0	0	0.775	0.3	0.4	0.75	0.025	0.475	0.2	0	0	0
	30	0	0	1.225	-0.1	0.375	0.025	0.15	0.625	0.2	0	0	0

Tabla 5.3 Resultados de la primera prueba de socavación para Tr de 2 años.

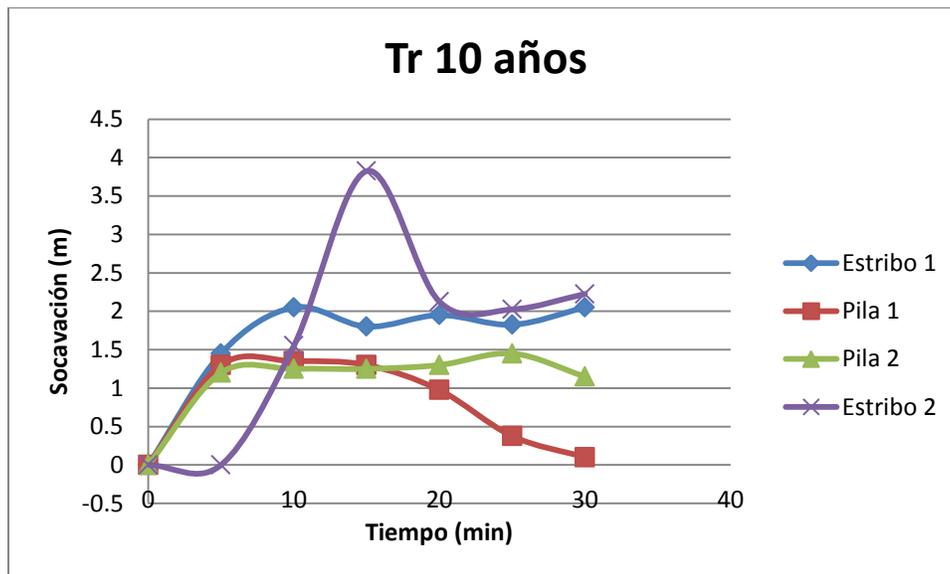
hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m3/s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Pila 3		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.8	2.7	2.7	2.8	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	1.45	2.275	1.15	1.3	1.175	0.85	1.2	0.8	0	0	0
	10	0	2.05	1.65	0.7	1.35	1.175	1.175	1.25	1.325	1.575	1.55	0
	15	0	1.8	1.8	0.825	1.3	1.15	0.975	1.25	1.225	1.55	3.825	0
	20	0	1.95	1.8	0.35	0.975	0.425	0.5	1.3	1.075	1.7	2.125	0
	25	0	1.825	1.55	0.225	0.375	0.6	0.7	1.45	1.075	1.825	2.025	0
	30	0	2.05	1.3	0.425	0.1	0.4	0.9	1.15	1.075	2.125	2.225	0

Tabla 5.4 Resultados de la primera prueba de socavación para Tr 10 años

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.1. Primera prueba de socavación para Tr de 2 años.



Grafica 5.2. Primera prueba de socavación para Tr de 10 años.

Las pruebas se repitieron por lo cual tenemos los siguientes resultados:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

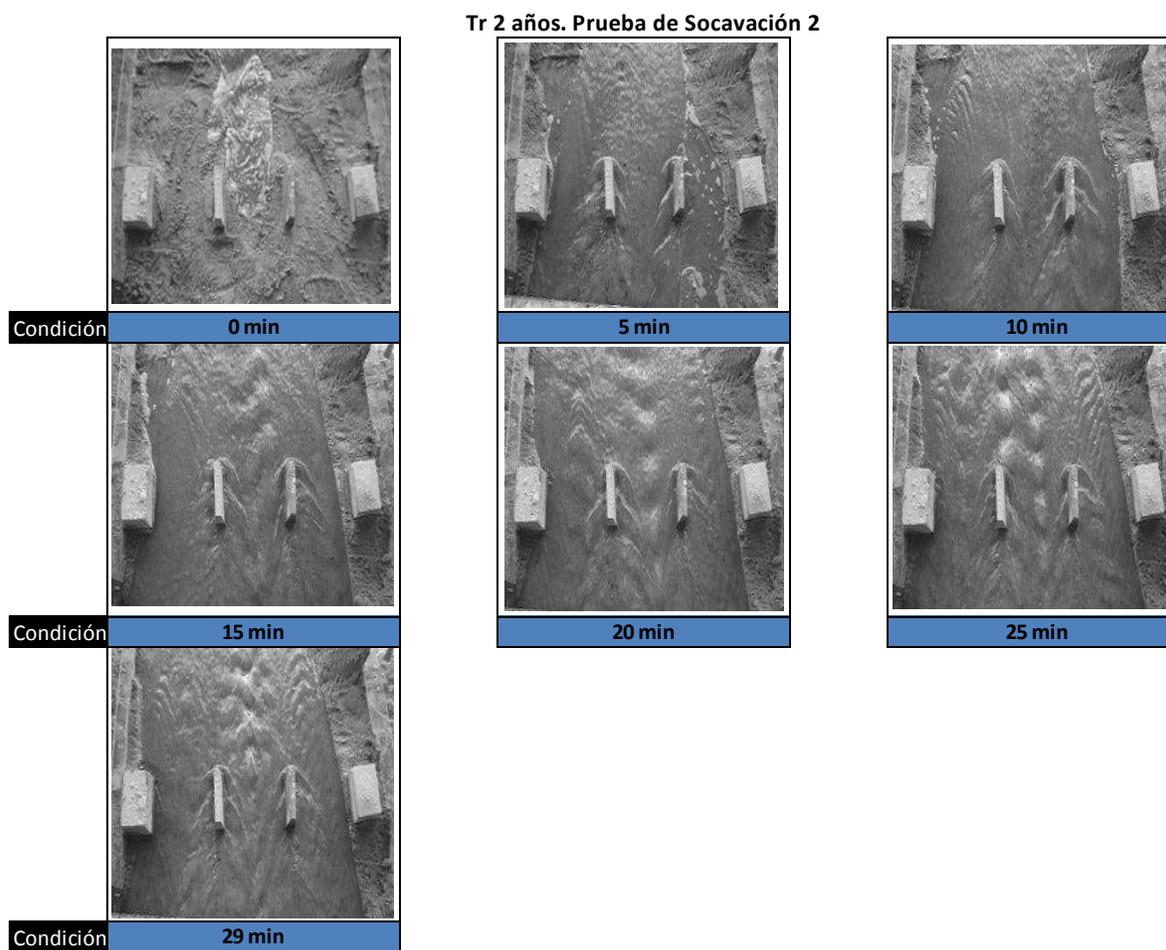


Imagen 5.35. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años.

En esta prueba se pudo observar que el primer estribo, no tuvo socavación al pie del mismo, mientras que el estribo 2, lo presentó a partir del minuto 15. También se observaron 2 hondas de velocidad máxima a partir del minuto 25, las cuales atacaban a cada pila. Situación que ya no se presenta en el minuto 29.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

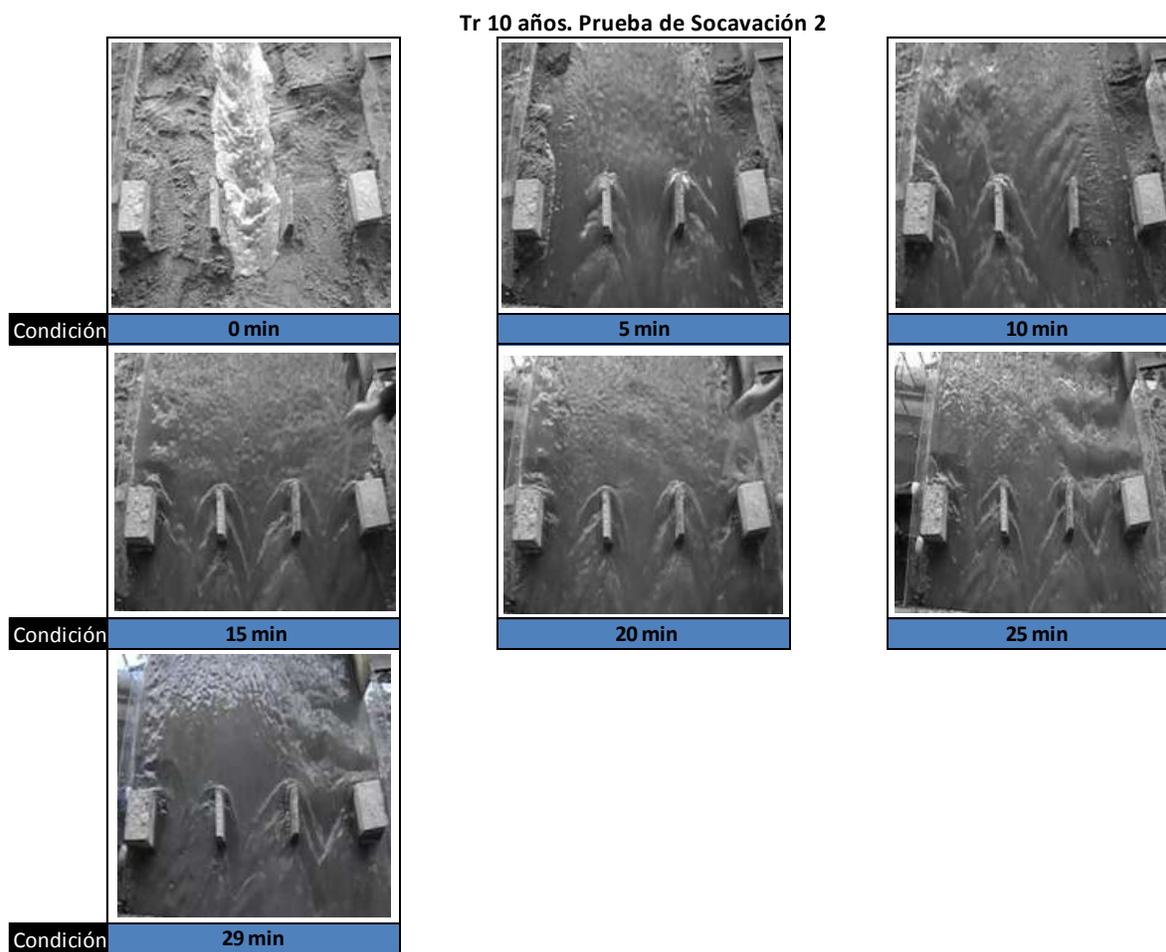


Imagen 5.36. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 10 años.

En esta prueba se puede observar que a partir del minuto 10, comienza a haber socavación local en el estribo 2, mientras para el estribo 1 el fenómeno se presenta al minuto 15, a partir de este tiempo comienza a observarse un foso de socavación el estribo 2 de aproximadamente 8 cms de frente.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

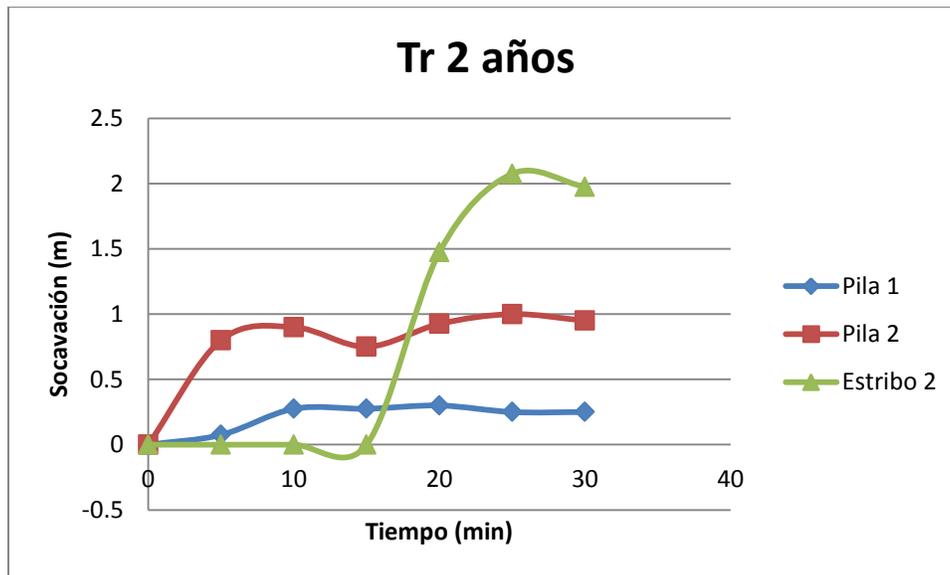
hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m3/s			Qe= 11.95 lt/s			Qv= 11.77 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Pila 3		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.8	2.7	2.7	2.8	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	-0.175	0.075	0.55	0.575	0.8	0.35	1.65	0	0
	10	0	0	0	0.45	0.275	0.625	0.2	0.9	0.075	1.55	0	0
	15	0	0	0	0.45	0.275	0.525	0.25	0.75	0.35	1.525	0	0
	20	0	0	0	0	0.3	0.5	0.225	0.925	0.35	1.525	1.475	0
	25	0	0	0	0.025	0.25	0.525	0.35	1	0.45	1.925	2.075	0
	30	0	0	0	0.2	0.25	0.525	0.225	0.95	0.3	1.675	1.975	0

Tabla 5.5 Resultados de la segunda prueba de socavación para Tr de 2 años.

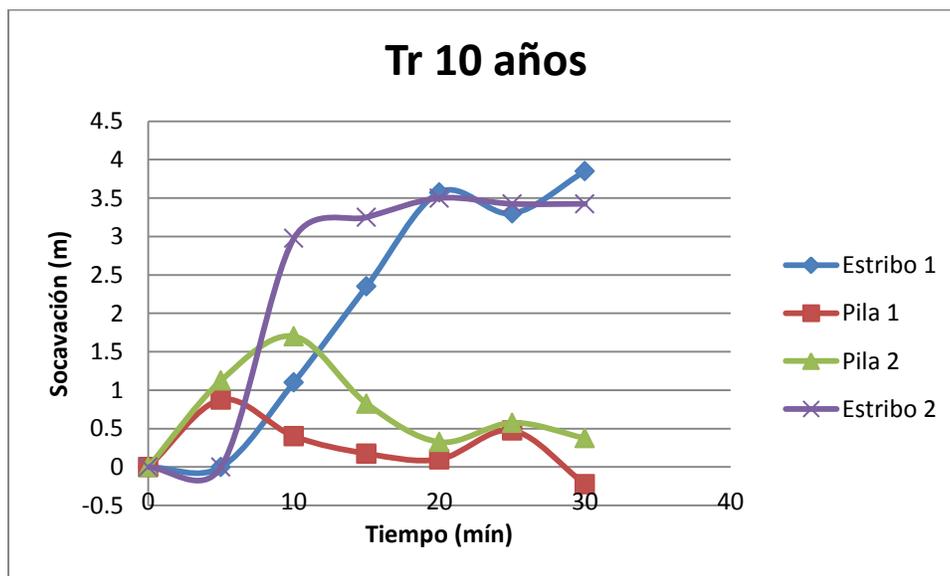
hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m3/s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Pila 3		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.8	2.7	2.7	2.8	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	1.25	0.875	0.9	0.45	1.125	0.425	0	0	0
	10	0.975	1.1	1.15	-0.45	0.4	0.3	1.025	1.7	0.675	2.225	2.975	1.55
	15	1.6	2.35	1.825	0.3	0.175	-0.15	0.2	0.825	0.15	2.4	3.25	2.225
	20	2.975	3.575	2.025	0.125	0.1	-0.2	0.125	0.325	-0.325	2.45	3.5	2.025
	25	3.225	3.3	1.875	0.35	0.475	0.3	0.225	0.575	-0.375	2.225	3.425	2.3
	30	4.075	3.85	2.175	0.4	-0.225	-0.075	0.15	0.375	-0.45	2.275	3.425	2.35

Tabla 5.6. Resultados de la segunda prueba de socavación para Tr de 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.3. Segunda prueba de socavación local para Tr de 2 años.



Grafica 5.4. Segunda prueba de socavación local para Tr de 10 años.

Se realizó un promedio de las pruebas anteriores, con su respectivo periodo de retorno, por lo cual tenemos como resultado:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

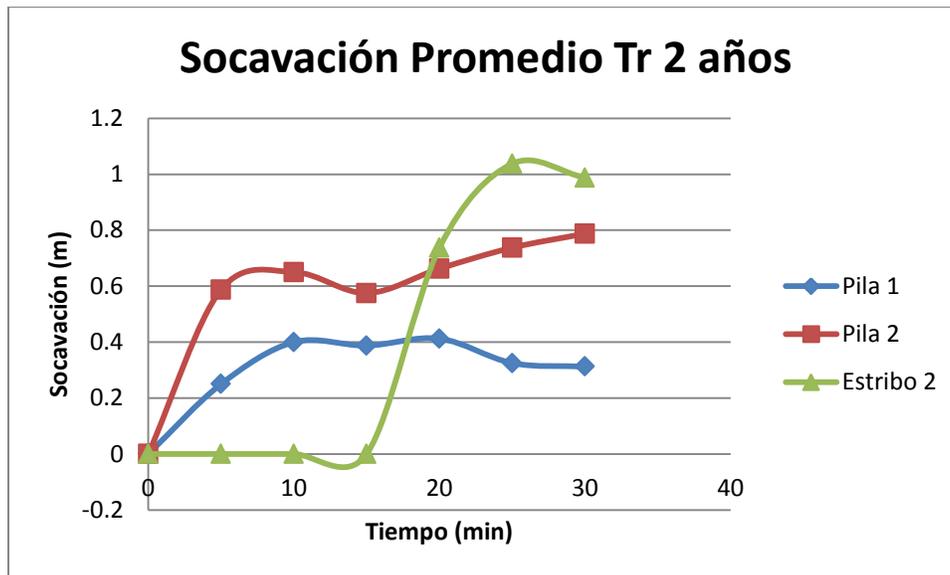
Hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m3/s			Qe= 11.95 lt/s			Qv= 11.77 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente(m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
Socavación Promedio (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0.1625	0.25	0.7	0.85	0.5875	-0.15	0.825	0	0
	10	0	0	0	0.5625	0.4	0.7125	0.2125	0.65	-0.0625	0.775	0	0
	15	0	0	0.4875	0.525	0.3875	0.7	0.125	0.575	0.2125	0.7625	0	0
	20	0	0	0.6875	0.0625	0.4125	0.6625	0.0375	0.6625	0.125	0.7625	0.7375	0
	25	0	0	0.3875	0.1625	0.325	0.6375	0.1875	0.7375	0.325	0.9625	1.0375	0
	30	0	0	0.6125	0.05	0.3125	0.275	0.1875	0.7875	0.25	0.8375	0.9875	0

Tabla. 5.7. Promedio de las pruebas de Tr de 2 años.

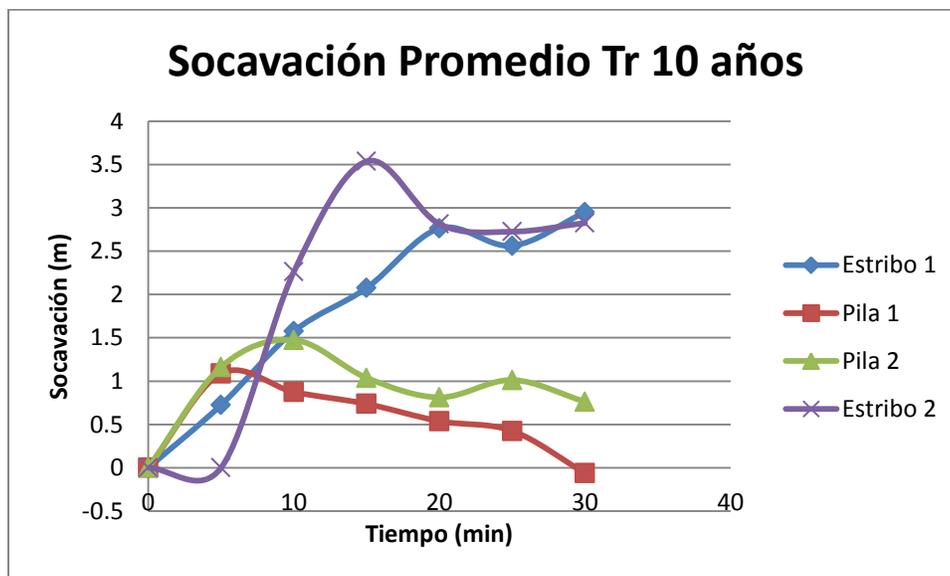
Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m3/s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente(m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
Socavación Promedio (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0.725	1.1375	1.2	1.0875	1.0375	0.65	1.1625	0.6125	0	0	0
	10	0.4875	1.575	1.4	0.125	0.875	0.7375	1.1	1.475	1	1.9	2.2625	0.775
	15	0.8	2.075	1.8125	0.5625	0.7375	0.5	0.5875	1.0375	0.6875	1.975	3.5375	1.1125
	20	1.4875	2.7625	1.9125	0.2375	0.5375	0.1125	0.3125	0.8125	0.375	2.075	2.8125	1.0125
	25	1.6125	2.5625	1.7125	0.2875	0.425	0.45	0.4625	1.0125	0.35	2.025	2.725	1.15
	30	2.0375	2.95	1.7375	0.4125	-0.0625	0.1625	0.525	0.7625	0.3125	2.2	2.825	1.175

Tabla. 5.8. Promedio de las pruebas de Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.5. Promedio de pruebas 1 y 2. De socavación local para Tr 2 años



Grafica 5.6. Promedio de pruebas 1 y 2. De socavación local para Tr 10 años.

V.8.2. Pruebas de medidas de protección (enrocado), para evitar socavación local en Tr 2 años y Tr 10 años.

- Enrocado

Se realizaron las siguientes pruebas con enrocado para un periodo de 2 y 10 años, cabe señalar que la selección del enrocado se realizó para un periodo de retorno de 50 años. El enrocado se hizo mediante el método de la HEC-18 (1993), para pilas y estribos utilizando las ecs. 3.19 y 3.21 respectivamente.

Por lo cual sustituyendo datos de velocidad y tirante obtenidos en HEC-RAS y que se escalaron para el modelo tenemos:

$$D50 = \frac{0.692(KV)^2}{2g(Gs - 1)}$$
$$D50 = \frac{0.692(1.7 * (0.502))^2}{2(9.81)(2.65 - 1)}$$
$$D50 = 0.0155m$$

Para estribos de la ec. 3.21 tenemos:

$$D50 = \frac{kh}{Gs - 1} \left(\frac{v^2}{gh} \right)^{0.14}$$
$$D50 = \frac{0.61(0.036)}{2.65 - 1} \left(\frac{0.61^2}{9.81(0.036)} \right)^{0.14}$$
$$D50 = 0.0134m$$

Únicamente contamos con los tamices 25.4mm, 19.1mm, y 12.7mm. Para el D50 de los estribos se utilizó el material que pasa 19.1mm y el que retiene la de 12.7mm, para el D50 de las pilas se utilizó el que pasa la 25.4mm y la que retiene la 19.1mm. Siguiendo las recomendaciones del SAFL y en base a los resultados obtenidos de las pruebas de socavación tenemos el siguiente acomodo, el cual en la parte de los estribos se utilizó para la profundidad de socavación de Tr de 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

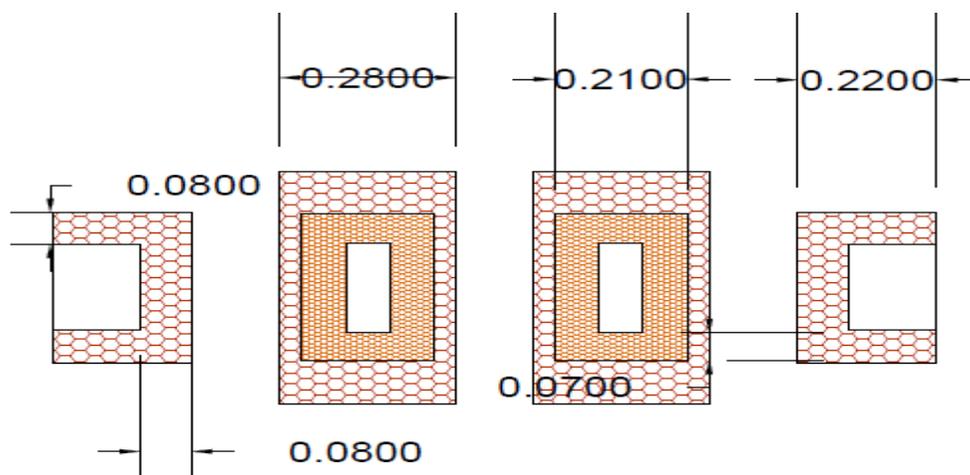


Fig.5.3. Acomodo del enrocado de acuerdo a Hec-Ras

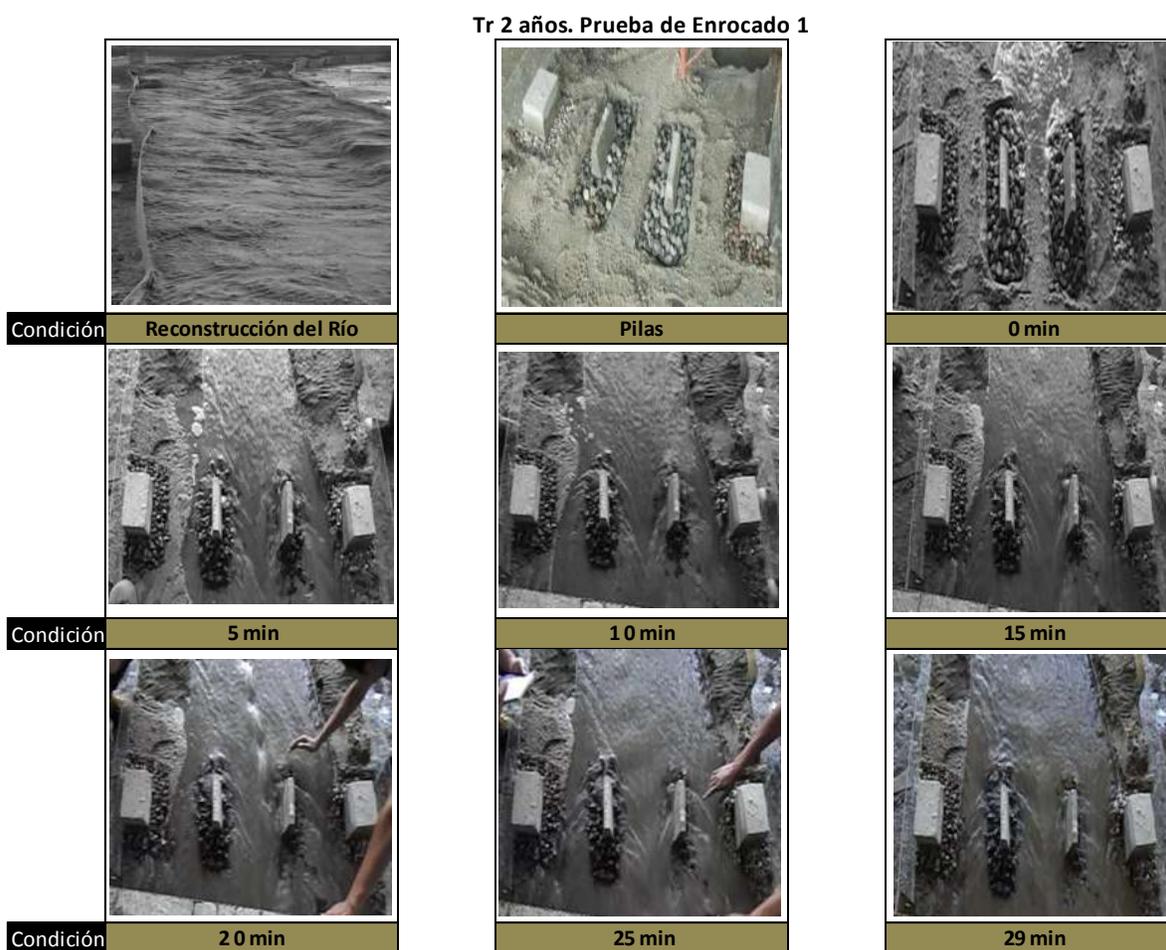


Imagen 5.37. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años. Con enrocado.

En la prueba anterior a partir de los 15 minutos se observó la formación, del... desde luego esto causó un impacto mayor a la pila 1, en la cual el flujo removió

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

más material de enrocado. En los 25 minutos podemos ver como este fenómeno pierde fuerza y a la vez se desplaza hacia donde se encuentra la pila 2.

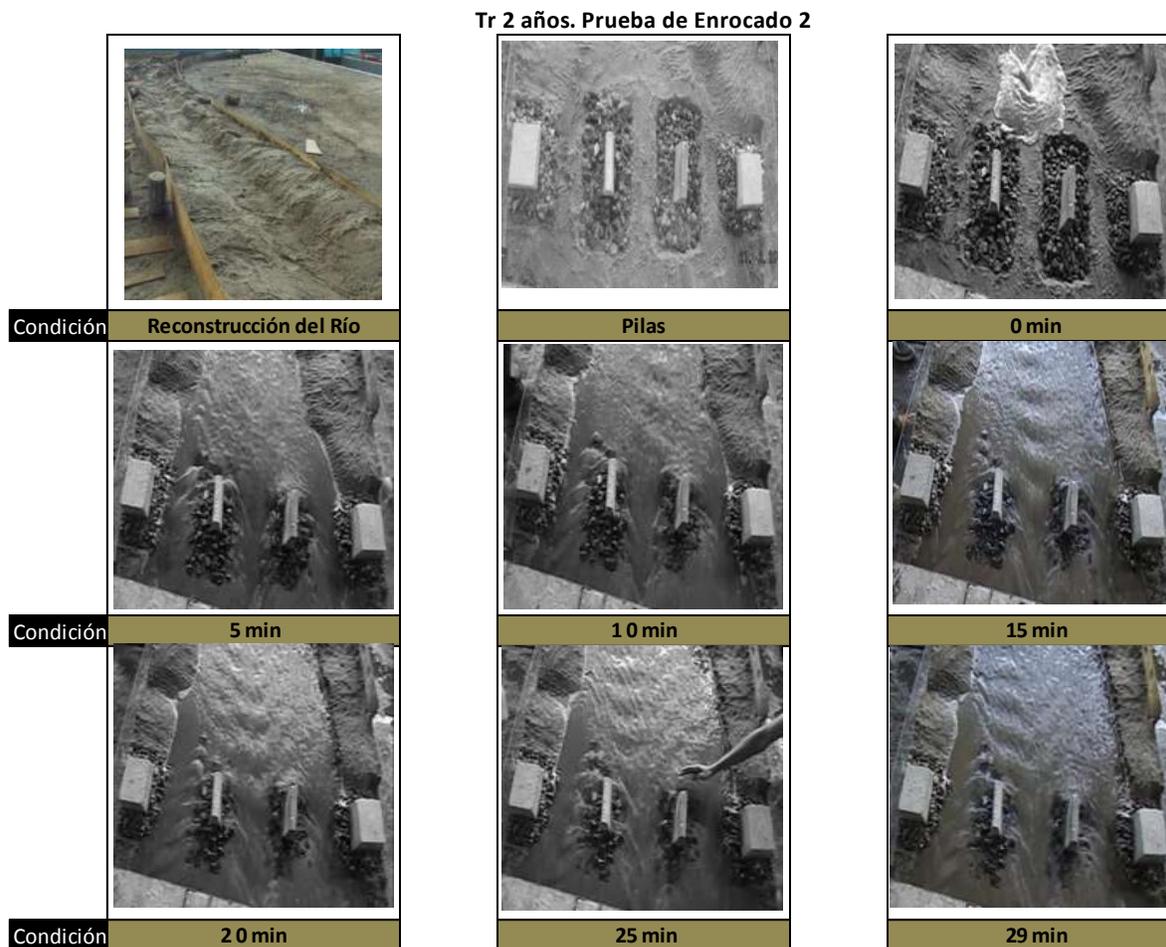


Imagen 5.38. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años.

Se observa el mismo fenómeno que en la prueba 1 de enrocado, pero con una menor intensidad en la formación del Thalweg.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

		Tr 2 años			Q=74.72 m ³ /s			Qe= 11.9 5lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		D50=0.0134m			D50= 0.0155m						D50=0.0134m		
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	1.5	-0.3	0	0.7	0	0.2	0	0	0	0
	10	0	0	1.5	-0.3	0	0.7	0	0.2	-0.1	0	0	0
	15	0	0	1.6	-0.3	0.1	0.7	0	0.2	-0.1	0	0	0
	20	0	0	1.6	-0.3	0.1	0.7	0	0.2	-0.2	0	0	0
	25	0	0	1.6	-0.3	0.1	0.7	0	0.2	-0.2	0	0	0
	30	0	0	1.6	-0.3	0.1	0.7	0	0.2	-0.2	0	0	0

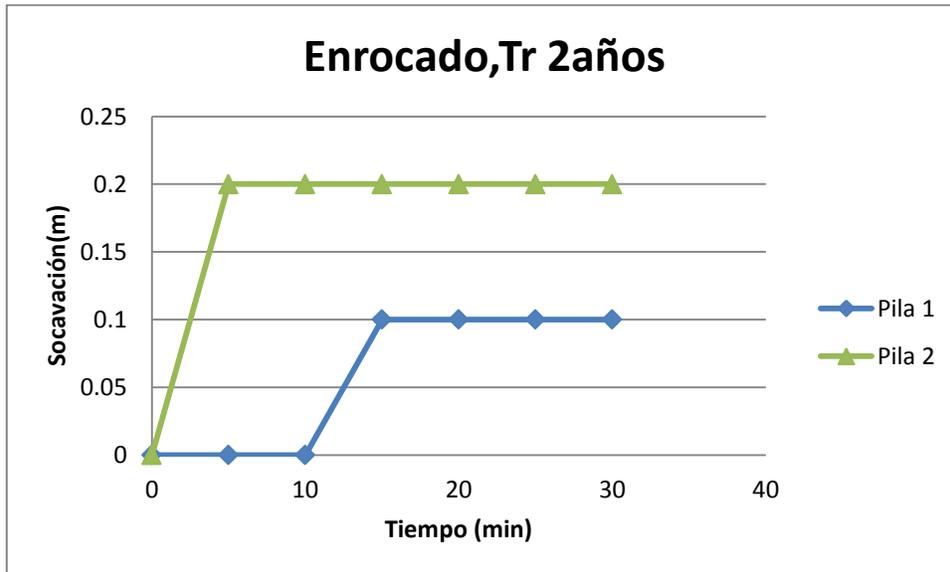
Tabla 5.9. Resultados de la primera prueba de enrocado para Tr 2 años.

		Tr 2 años			Q=74.72 m ³ /s			Qe= 11.9 5lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		D50=0.0134m			D50= 0.0155m						D50=0.0134m		
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	1.5	0.1	0	0	0.1	0	0	0	0
	10	0	0	0	1.5	0.1	0.1	0	0.2	0	0	0	0
	15	0	0	0	1.5	0	0.1	0	0.15	0	0	0	0
	20	0	0	0	1.5	0	0.1	0	0.1	0	0	0	0
	25	0	0	0	1.5	0	0.1	0	0	0	0	0	0
	30	0	0	0	1.5	0	0.1	0	0	0	0	0	0

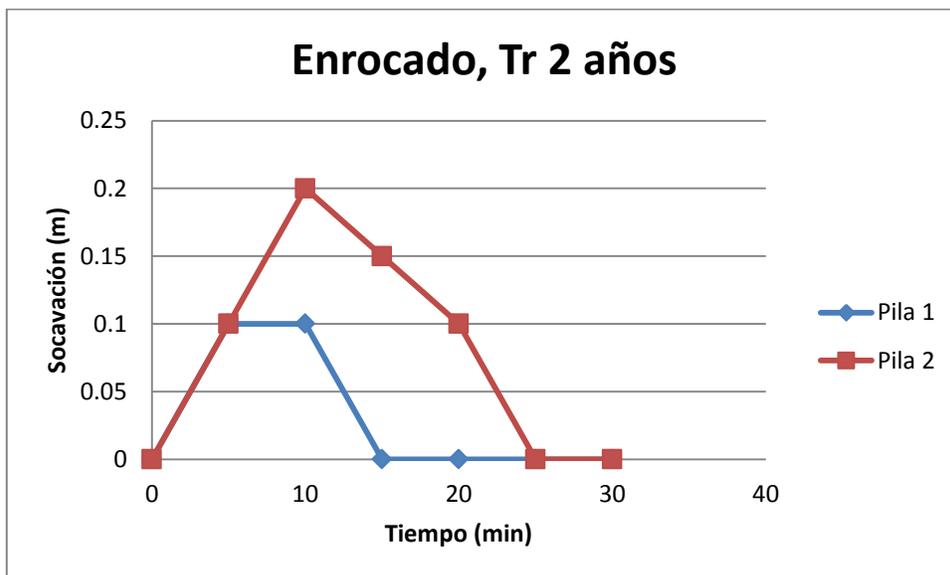
Tabla 5.10 Resultados de la segunda prueba de enrocado Tr 2 años

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

De los cuales se obtuvieron las siguientes graficas



Grafica 5.7. Primer prueba de enrocado para Tr 2 años.



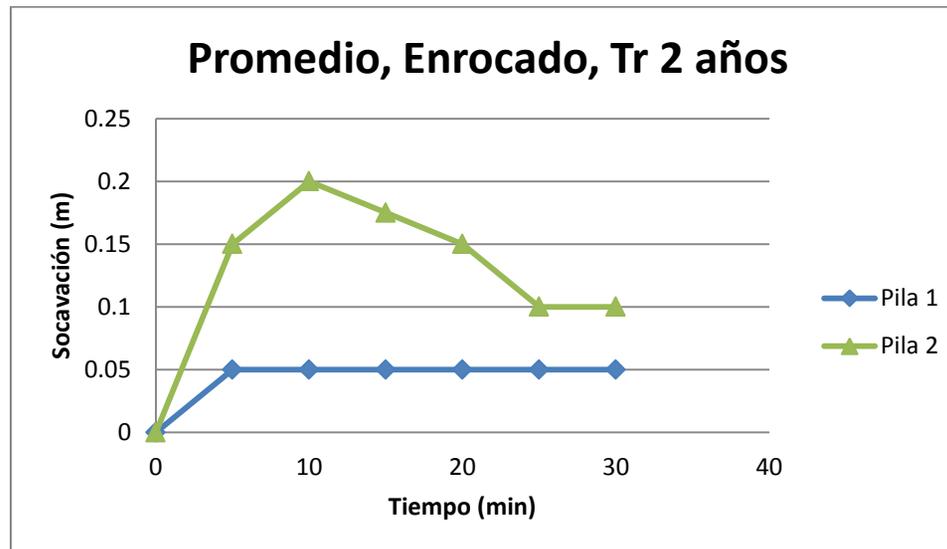
Grafica 5.8. Primer prueba de enrocado para Tr 10 años.

Al hacer un promedio de tales resultados resulta:

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

		Tr 2 años			Q=74.72 m ³ /s			Qe= 11.95lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		D50=0.0134m			D50= 0.01556m						D50=0.0134m		
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
Socavación Promedio (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0.75	0.6	0.05	0.35	0	0.15	0	0	0	0
	10	0	0	0.75	0.6	0.05	0.4	0	0.2	-0.05	0	0	0
	15	0	0	0.8	0.6	0.05	0.4	0	0.175	-0.05	0	0	0
	20	0	0	0.8	0.6	0.05	0.4	0	0.15	-0.1	0	0	0
	25	0	0	0.8	0.6	0.05	0.4	0	0.1	-0.1	0	0	0
	30	0	0	0.8	0.6	0.05	0.4	0	0.1	-0.1	0	0	0

Tabla. 5.11. Promedio de las dos pruebas de enrocado, Tr 2 años.



Grafica 5.9. Promedio de enrocado para Tr 2 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

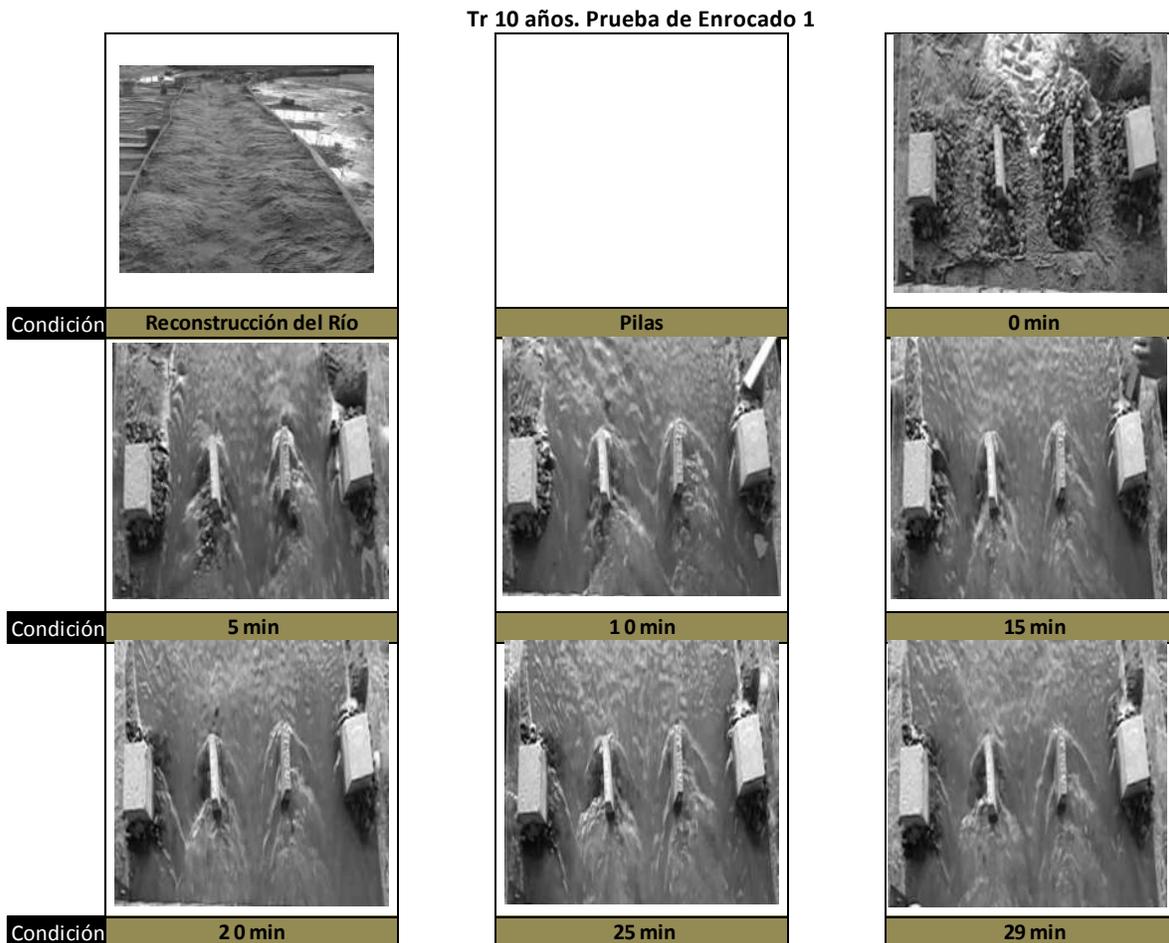


Imagen 5.39. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 10 años.

Cabe señalar por lo observado en la prueba 1, que para el periodo de retorno de 10 años, se colocó un enrocado uniforme tanto en pilas como estribos, siendo este el que pasa el tamiz 25.4mm y el que retiene el 19.1mm.

Es apreciable que ya a partir del minuto 5 comenzaba a ver remoción del enrocado en el lado derecho de la pila 1 así como en ambas pilas.

No es muy apreciable en las imágenes, pero debido a lo que se pudo observar en esta prueba, gran parte del enrocado de la pila 1 fue arrastrado por la corriente.

Por lo que es recomendable en la siguiente prueba colocar un enrocado mayor.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

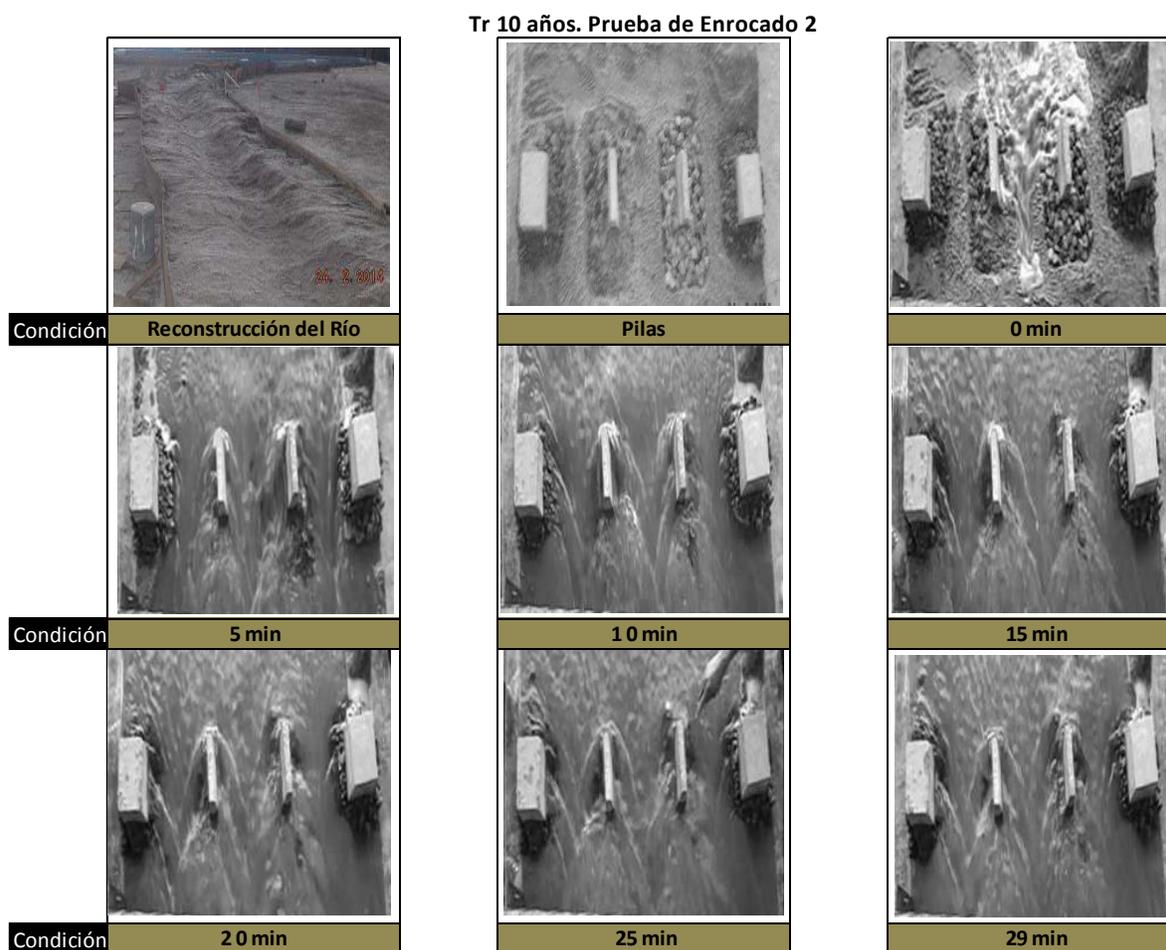


Imagen 5.40. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 10 años.

El enrocado que se colocó en la pila 1 fue el que pasa el tamiz 38.1mm y el que retiene el tamiz 25.4mm.

De acuerdo a las siguientes imágenes se puede observar que hay más material en el estribo 1 y en la pila 1, esto se debe a que la velocidad de impacto hacia la pila 1 se vio reducida por el enrocado colocado. Además de que se logró observar una mayor depósito el material en el enrocado de la pila 1.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

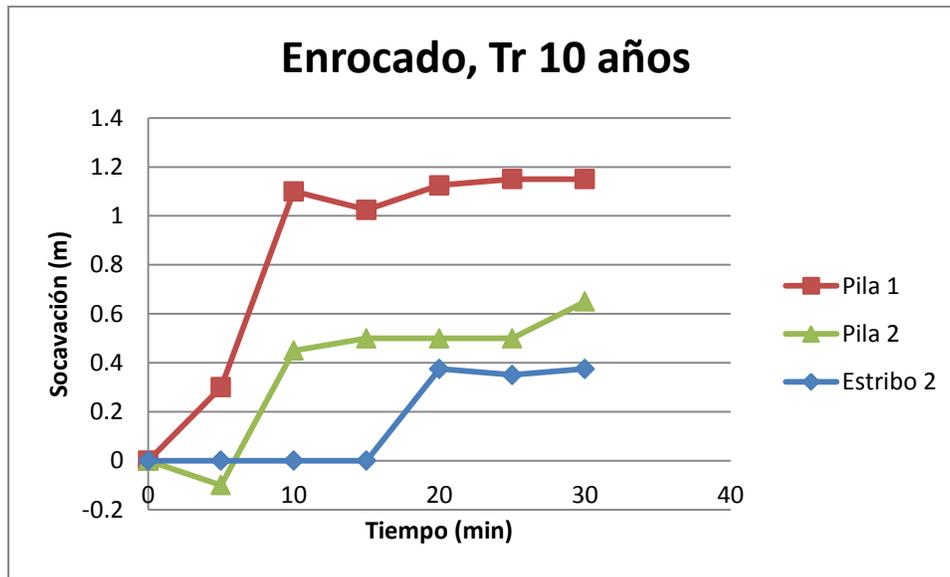
		Tr 10 años			Q= 145.54 m ³ /s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		D50=0.015m			D50= 0.017m						D50=0.015m		
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	2	0.7	0.3	0.2	0.5	-0.1	0	0	0	0
	10	0	0	1.825	1.175	1.1	1.075	0.5	0.45	0.125	0	0	0
	15	0	0	1.675	0.625	1.025	0.575	0.5	0.5	0.975	1.85	0	0
	20	0	0	1.675	0.55	1.125	0.7	0.5	0.5	0.6	2.1	0.375	0
	25	0	0	1.675	0.55	1.15	0.8	0.225	0.5	0.675	1.725	0.35	0
	30	0	0	1.675	0.6	1.15	0.575	0.275	0.65	0.725	1.925	0.375	0

Tabla.5.12. Resultados de la primera prueba de enrocado, Tr 10 años.

		Tr 10 años			Q= 145.54 m ³ /s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		D50=0.015m			D50= 0.017m						D50=0.015m		
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	1.075	0.85	0.1	0.125	0	0	0
	10	0	0	0	0	-0.375	0.55	1.125	0.7	0.6	0	0	0
	15	0	0	0	0	-0.375	0.6	1.05	0.15	0.325	1.475	0.675	0
	20	0	0	0	0	-0.375	0.85	1.025	0.1	0.325	1.375	0.875	0
	25	0	0	0	0	-0.35	0.975	0.925	0.6	0.325	1.5	1.9	0
	30	0	0	0	0	0.15	0.725	0.9	0.55	0.375	1.475	1.9	0

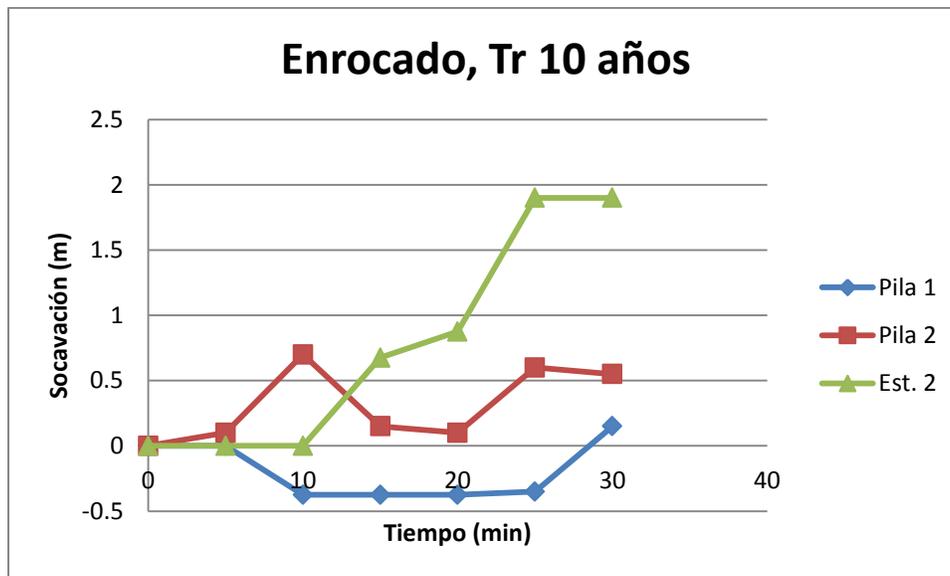
Tabla.5.13 Resultados de la segunda prueba de enrocado, Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.10. Primer prueba de enrocado para Tr 10 años.

En la gráfica anterior se observó que justamente donde se encuentra la pila 1 se forma el Thalweg, por lo cual se llevó parte del material incrementando un poco el valor de la socavación, se procedió, en esa pila cambiar el enrocado a un mayor tamaño. Que es el que pasa la abertura....mm y retiene la 25.4mm

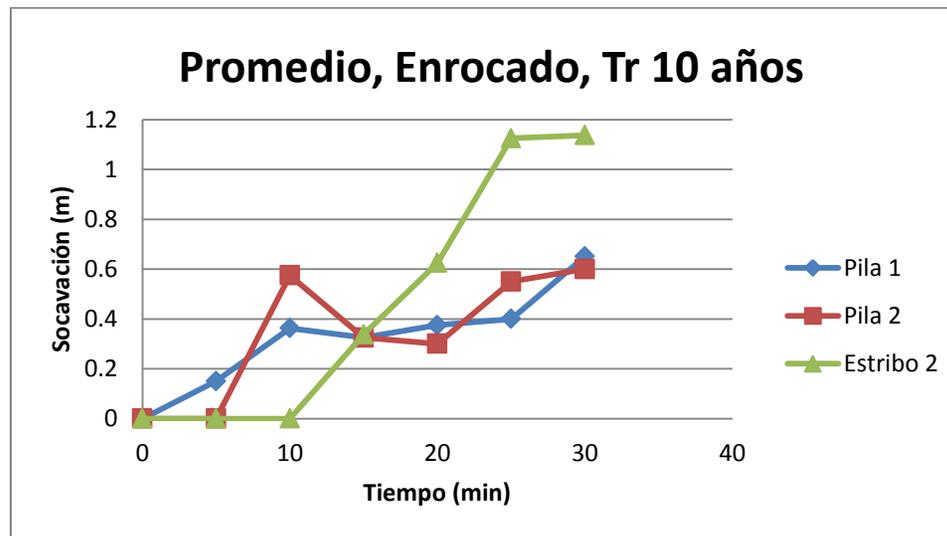


Grafica 5.11. Segunda prueba de enrocado para Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

		Tr 10 años			Q= 145.54 m ³ /s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		D50=0.015m			D50= 0.017m								
Hv (m)	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	1	0.35	0.15	0.6375	0.675	0	0.0625	0	0	0
	10	0	0	0.9125	0.5875	0.3625	0.8125	0.8125	0.575	0.3625	0	0	0
	15	0	0	0.8375	0.3125	0.325	0.5875	0.775	0.325	0.65	1.6625	0.3375	0
	20	0	0	0.8375	0.275	0.375	0.775	0.7625	0.3	0.4625	1.7375	0.625	0
	25	0	0	0.8375	0.275	0.4	0.8875	0.575	0.55	0.5	1.6125	1.125	0
	30	0	0	0.8375	0.3	0.65	0.65	0.5875	0.6	0.55	1.7	1.1375	0

Tabla 5.14. Promedio de enrocado, Tr 10 años.



Grafica 5.12. Primer prueba de enrocado para Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

V.8.3. Pruebas de medidas de protección (Diques) para evitar socavación local en periodos de retorno “Tr 2 años y Tr 10 años.”

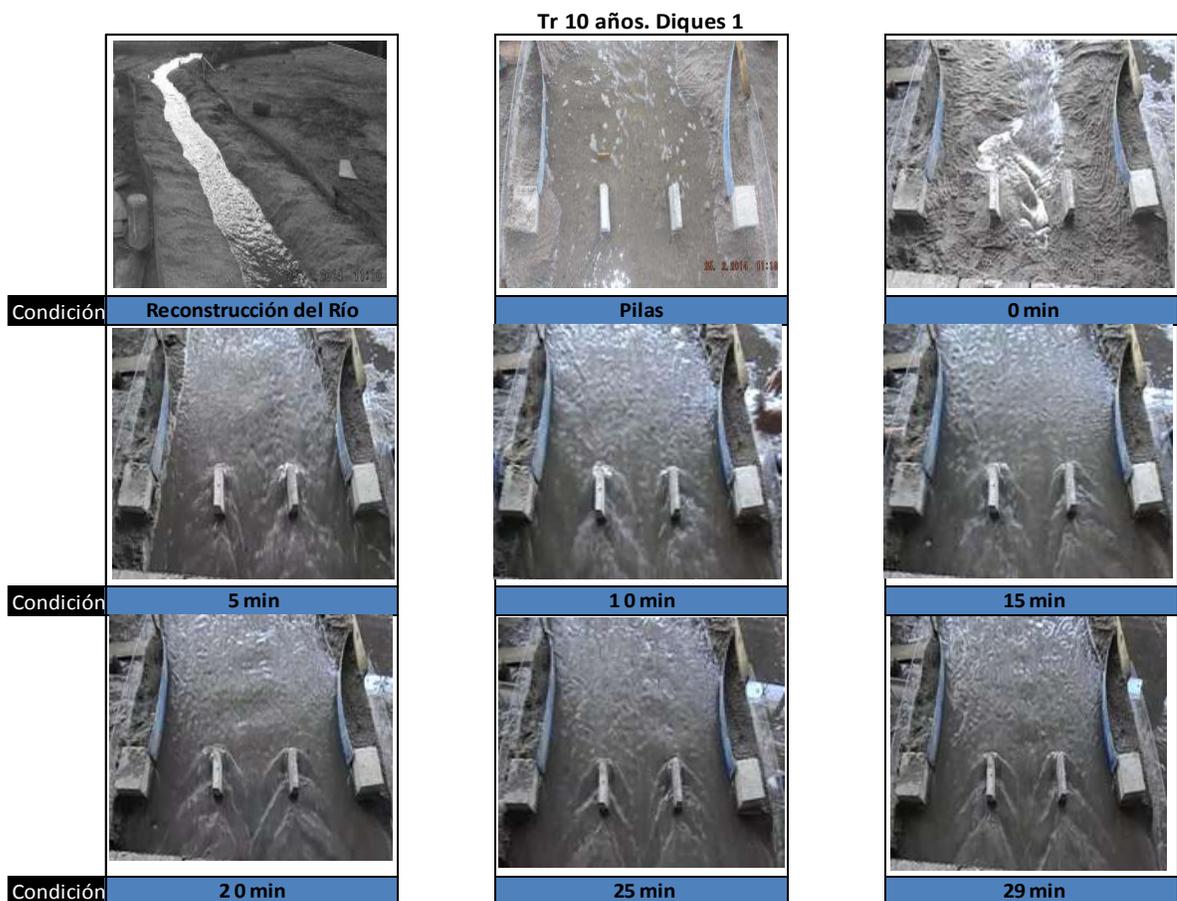
Hay que destacar que en el capítulo.... Se encuentra una descripción de los materiales de construcción de los diques, en el modelo se utilizaron diques de lámina metálica, por la facilidad de cortarla así como de darle la forma aproximada al cuarto de elipse.

En primera instancia se procedió a escalar las coordenadas del dique ya calculado en el capítulo 3, en cuanto a escala vertical y horizontal. Por lo cual obtenemos:

yo (cm)	xo (cm)	x (cm)	y (cm)
123.2	56	5	50.89
123.2	56	10	70.26
123.2	56	14	81.49

Tabla 5.15. Coordenadas que se aplicaran al modelo

Primeramente se procedió a hacer pruebas con el periodo de retorno de 10 años, por ser el gasto con el cual el dique tiene más interacción.



“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Imagen 5.41. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 10 años, con diques de encauzamiento.

En los primeros 5 minutos comienza a haber interacción flujo y el dique de la pila 1, en el minuto 15 se logra establecer una uniformidad de..... Y desde luego el dique cubrió la zona frontal de las dos pilas.



Imagen 5.42. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 10 años, con diques de encauzamiento.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

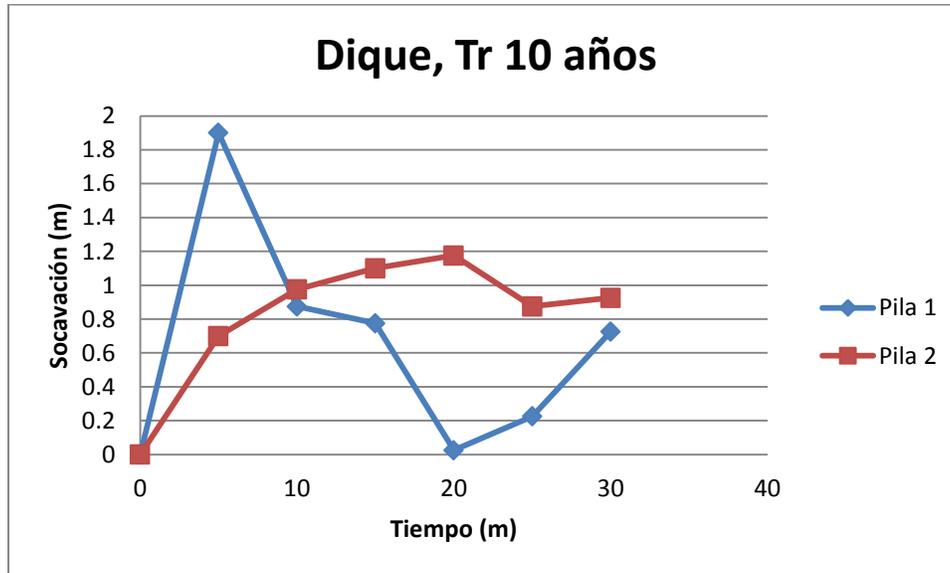
Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 10 años			Q= 145.54 m ³ /s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	1.675	1.475	1.9	1.025	0.725	0.7	0.425	1.25	0	0
	10	0	0	1.925	0.6	0.875	0.625	1.025	0.975	1.125	1.7	0	0
	15	0	0	1.475	0.325	0.775	0.3	1.1	1.1	1.3	1.825	0	0
	20	0	0	1.225	0.575	0.025	0.55	0.775	1.175	1	1.475	0	0
	25	0	0	1.4	0.6	0.225	0.675	0.875	0.875	0.7	1.5	0	0
	30	0	0	1.625	0.625	0.725	0.65	0.725	0.925	0.475	1.1	0	0

Tabla. 5.16. Resultados de la primera prueba con diques Tr 10 años.

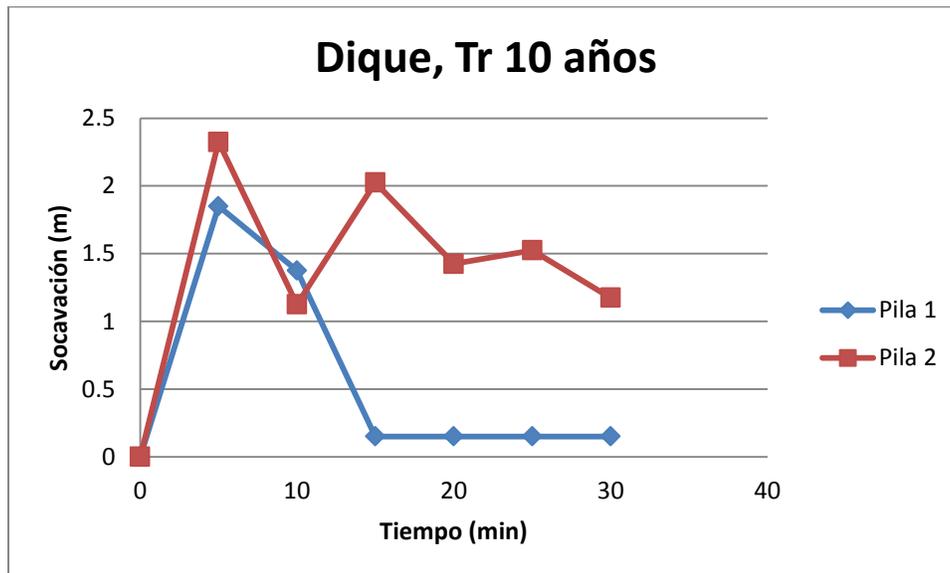
Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 10 años			Q= 145.54 m ³ /s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.052		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	1.85	1.525	1.85	1.275	1.475	2.325	1.15	1.625	0	0
	10	0	0	1.975	1.125	1.375	0.8	1.35	1.125	1.275	1.9	0	0
	15	0	0	1.825	1.125	0.15	1.075	1.275	2.025	1	1.875	0	0
	20	0	0	1.725	1.075	0.15	1.125	1.275	1.425	0.825	1.75	0	0
	25	0	0	1.85	0.925	0.15	0.925	1.025	1.525	0.85	1.525	0	0
	30	0	0	1.575	1.25	0.15	1.1	0.675	1.175	0.6	1.625	0	0

Tabla 5.17. Resultados de la segunda prueba con diques Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.13. Primer prueba de Diques para Tr 10 años.

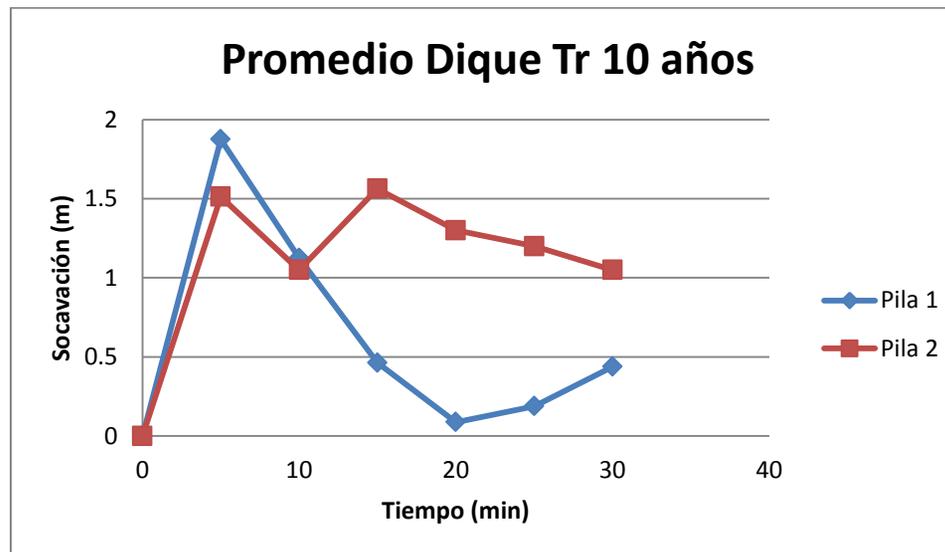


Grafica 5.14. Segunda prueba de Diques para Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 10 años			Q= 145.54 m3/s			Qe= 23.28 lt/s			Qv= 23.10 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	1.7625	1.5	1.875	1.15	1.1	1.5125	0.7875	1.4375	0	0
	10	0	0	1.95	0.8625	1.125	0.7125	1.1875	1.05	1.2	1.8	0	0
	15	0	0	1.65	0.725	0.4625	0.6875	1.1875	1.5625	1.15	1.85	0	0
	20	0	0	1.475	0.825	0.0875	0.8375	1.025	1.3	0.9125	1.6125	0	0
	25	0	0	1.625	0.7625	0.1875	0.8	0.95	1.2	0.775	1.5125	0	0
	30	0	0	1.6	0.9375	0.4375	0.875	0.7	1.05	0.5375	1.3625	0	0

Tabla 5.18. Promedio de las pruebas con dique Tr 10 años.



Grafica 5.15. Primer prueba de enrocado para Tr 10 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

V.8.4. Pruebas de medidas de protección (Diques y pantallas aguas arriba), para evitar socavación local en periodos de retorno “Tr 2 años y Tr 10 años”.

De la prueba anterior, podemos observar que los diques influyen en evitar la socavación frente a al estribo, y muy poco en las pilas, por lo cual, se optó por hacer las pruebas para el periodo de retorno de 2 años, con los diques y pantallas aguas arriba.

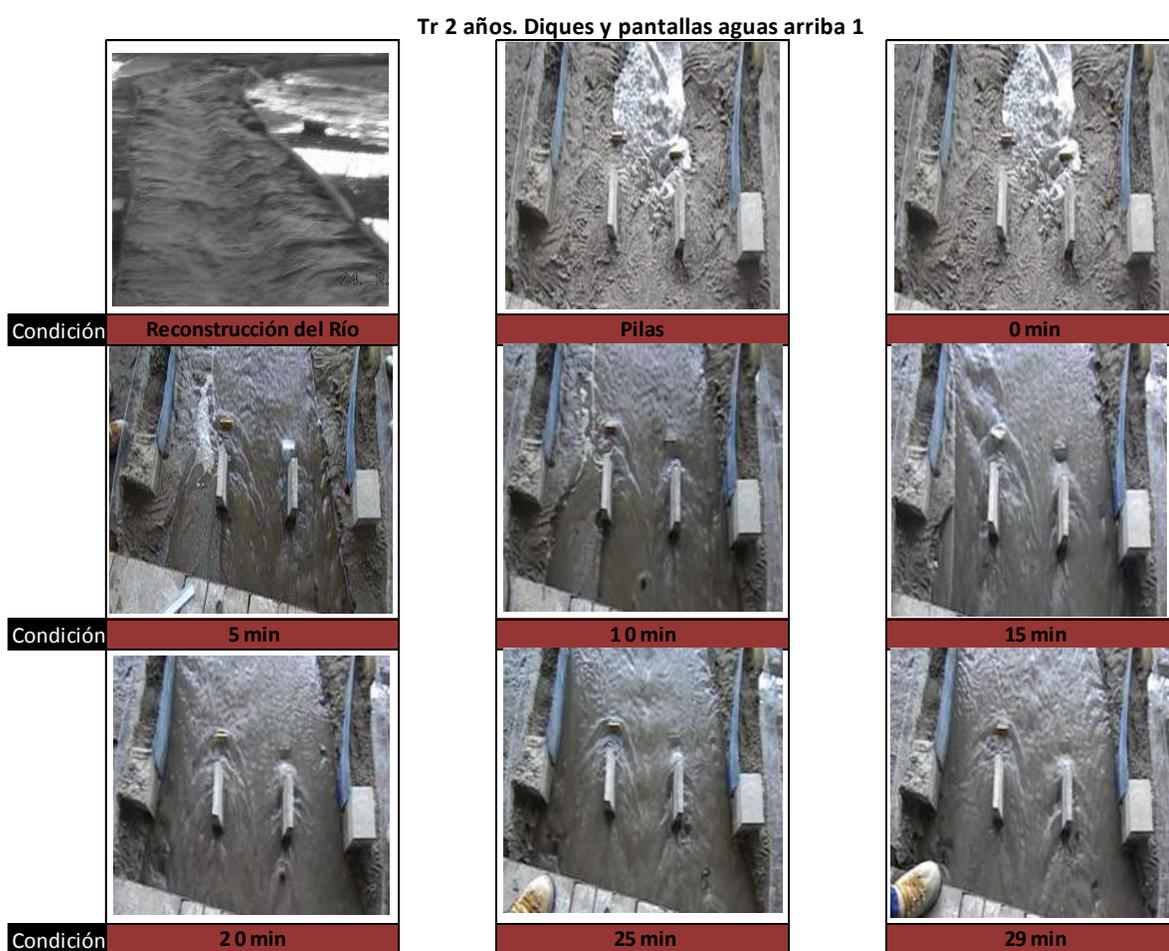


Imagen 5.43. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años, con diques de encauzamiento y pantallas aguas arriba.

En los primeros 5 minutos se puede observar que la velocidad del agua está impactando con mayor fuerza a la pantalla que se encuentra aguas arriba de la pila 1, alcanza a rebasar el nivel de la pantalla y crea una socavación atrás de ella y no delante de la misma. A partir de los 10 minutos, el fenómeno descrito

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

desaparece porque delante de la pantalla se comienzan a depositar partículas, además de que la velocidad en el río comienza a disminuir por el ensanchamiento del mismo.

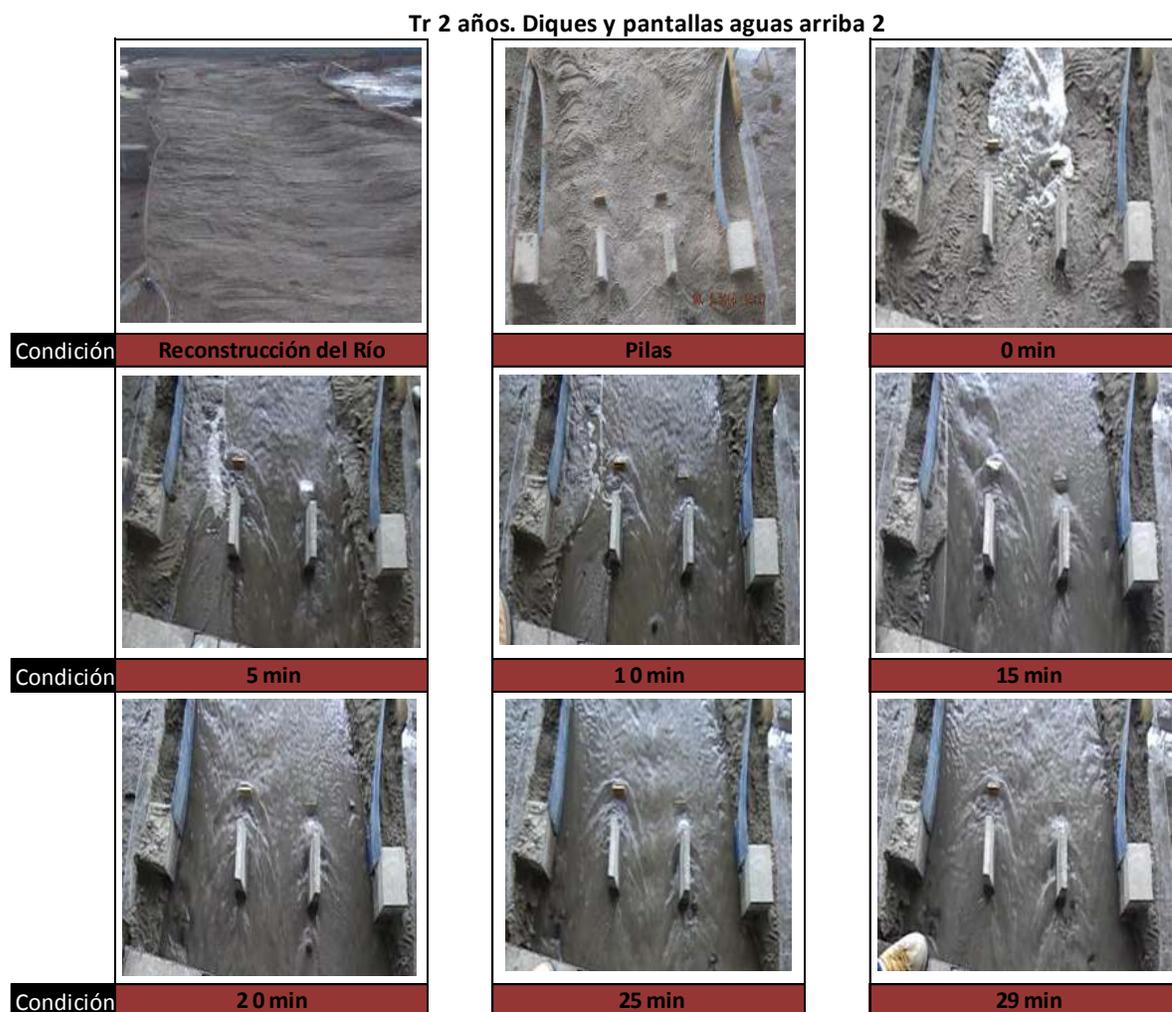


Imagen 5.44. Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr 2 años, con diques de encauzamiento y pantallas aguas arriba.

Por la visualización de la prueba “Tr 2 años Diques y pantallas aguas arriba 1”. De la pantalla arriba de la pila 1, se tomó la decisión de hundir esa pantalla medio centímetro más al nivel que se tenía anteriormente. Se logró visualizar una menor velocidad de impacto del flujo hacia la pantalla, por lo que nos resta analizar los resultados obtenidos.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

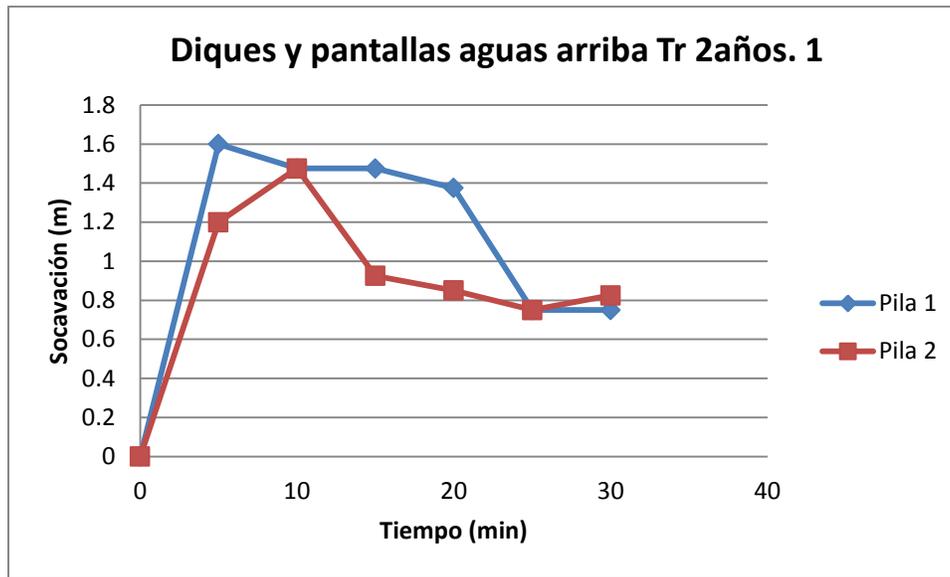
Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 2 años			Q=74.72 m ³ /s			Qe= 11.9 5lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	1.375	1.6	1.55	1.825	1.2	-0.125	0	0	0
	10	0	0	2.175	1.425	1.475	1.4	1.225	1.475	0.325	0	0	0
	15	0	0	2.175	0.875	1.475	1.15	1.175	0.925	1.15	0	0	0
	20	0	0	2.1	0.825	1.375	0.825	1.025	0.85	0.575	2	0	0
	25	0	0	2.05	1.05	0.75	0.975	1.075	0.75	0.5	1.825	0	0
	30	0	0	1.95	1	0.75	1	1.05	0.825	0.35	1.775	0	0

Tabla 5.19. Resultados de la primera prueba diques y pantallas aguas arriba Tr 2 años.

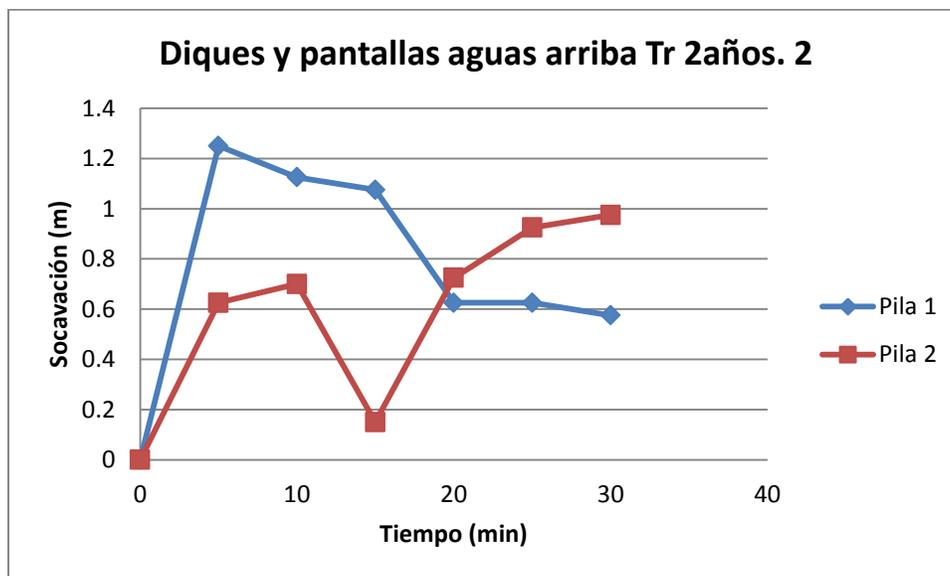
Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 2 años			Q=74.72 m ³ /s			Qe= 11.9 5lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
0.033		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0.675	1.25	0.775	1.25	0.625	0.6	0	0	0
	10	0	0	1.975	0.675	1.125	0.9	0.675	0.7	0.525	1.875	0	0
	15	0	0	2.225	0.375	1.075	0.875	0.675	0.15	0.65	1.725	0	0
	20	0	0	2.175	0.475	0.625	0.3	0.675	0.725	0.6	2.225	0	0
	25	0	0	2.025	0.425	0.625	0.275	0.725	0.925	0.45	2.1	0	0
	30	0	0	1.975	0.375	0.575	0.325	0.675	0.975	0.325	2.125	0	0

Tabla. 5.20 Resultados de la segunda prueba diques y pantallas aguas arriba Tr 2 años.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.16. Socavación en prueba 1 diques y pantallas aguas arriba.

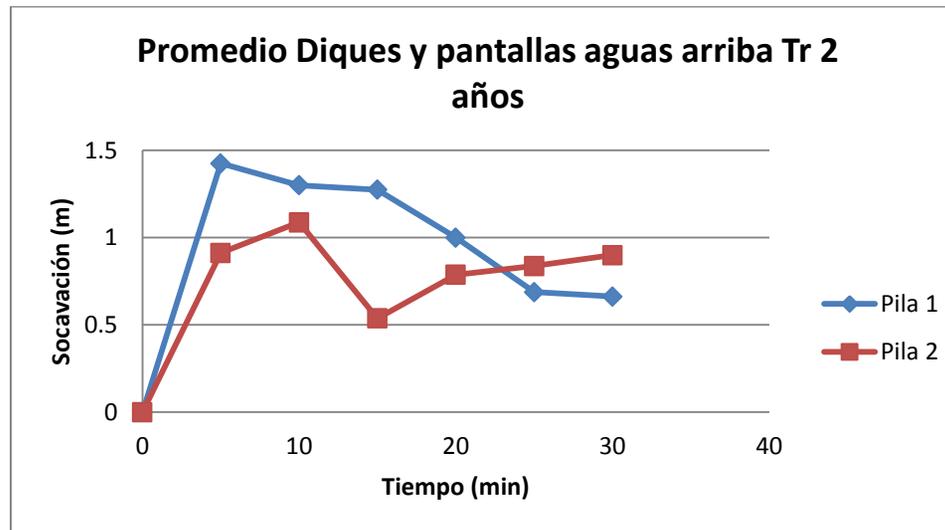


Grafica 5.17. Socavación en prueba 2 diques y pantallas aguas arriba.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 2 años			Q=74.72 m3/s			Qe= 11.9 5lt/s			Qv= 11.77 lt/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 1		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
C.N.		4	4	4	2.7	2.8	2.7	3	3.1	3	3.9	3.9	3.9
Socavación (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	1.025	1.425	1.1625	1.5375	0.9125	0.2375	0	0	0
	10	0	0	2.075	1.05	1.3	1.15	0.95	1.0875	0.425	0.9375	0	0
	15	0	0	2.2	0.625	1.275	1.0125	0.925	0.5375	0.9	0.8625	0	0
	20	0	0	2.1375	0.65	1	0.5625	0.85	0.7875	0.5875	2.1125	0	0
	25	0	0	2.0375	0.7375	0.6875	0.625	0.9	0.8375	0.475	1.9625	0	0
	30	0	0	1.9625	0.6875	0.6625	0.6625	0.8625	0.9	0.3375	1.95	0	0

Tabla 5.21. Promedio de las pruebas diques y pantallas aguas arriba para Tr 2 años.

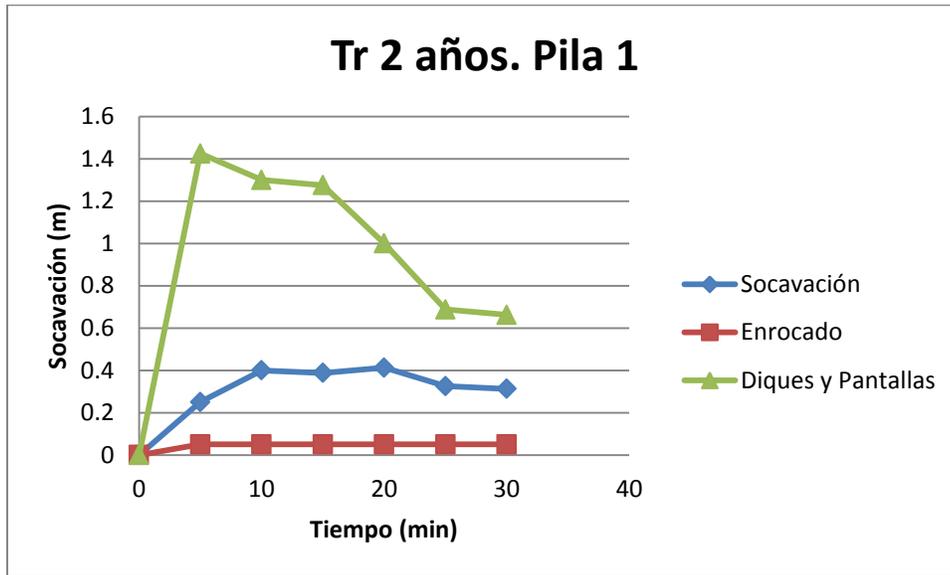


Grafica 5.18. Socavación promedio en Diques y pantallas aguas arriba Tr 2 años.

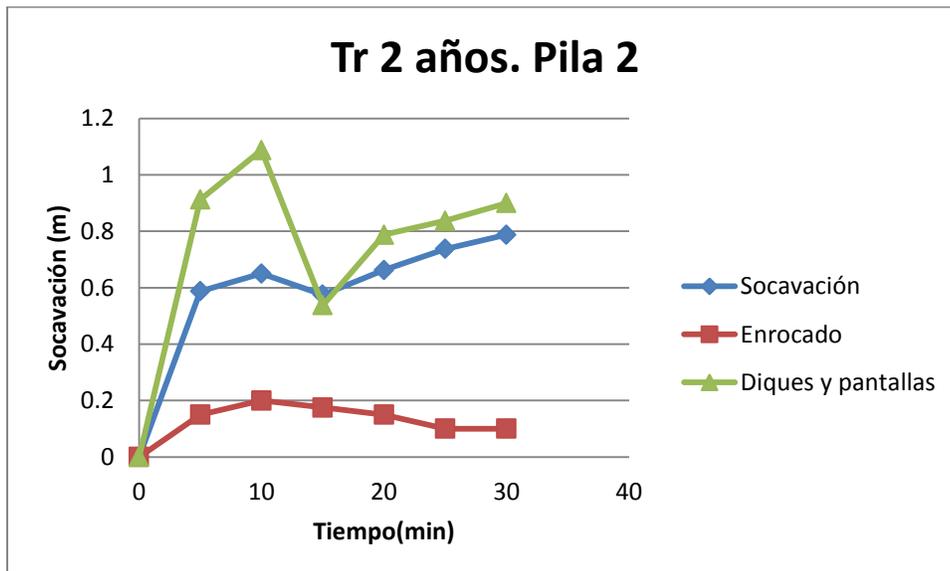
“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

V.9. Análisis de resultados

En las siguientes gráficas, se muestra una comparación de la socavación que se da para los 2 periodos de retorno, para cada subestructura con las respectivas medidas de protección.

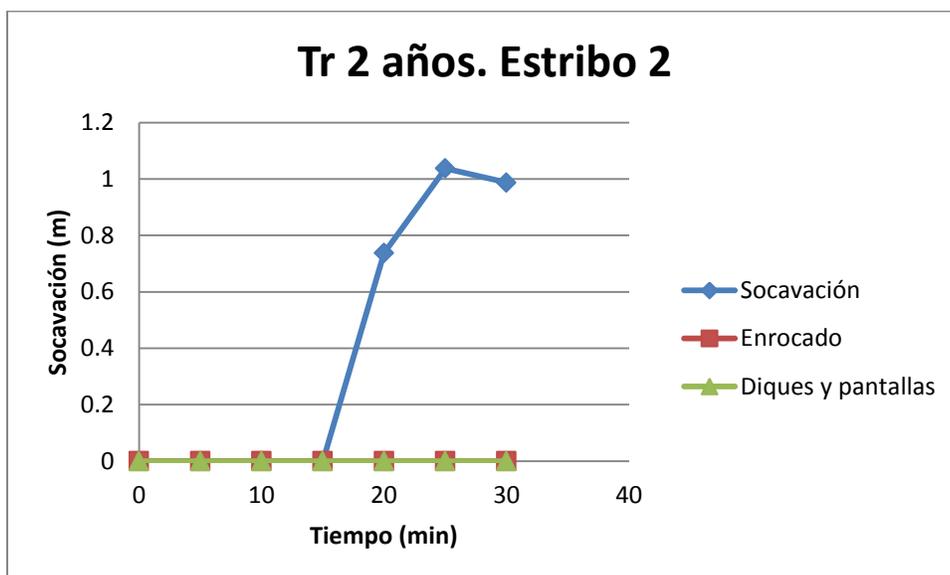


Grafica 5.19. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 1.



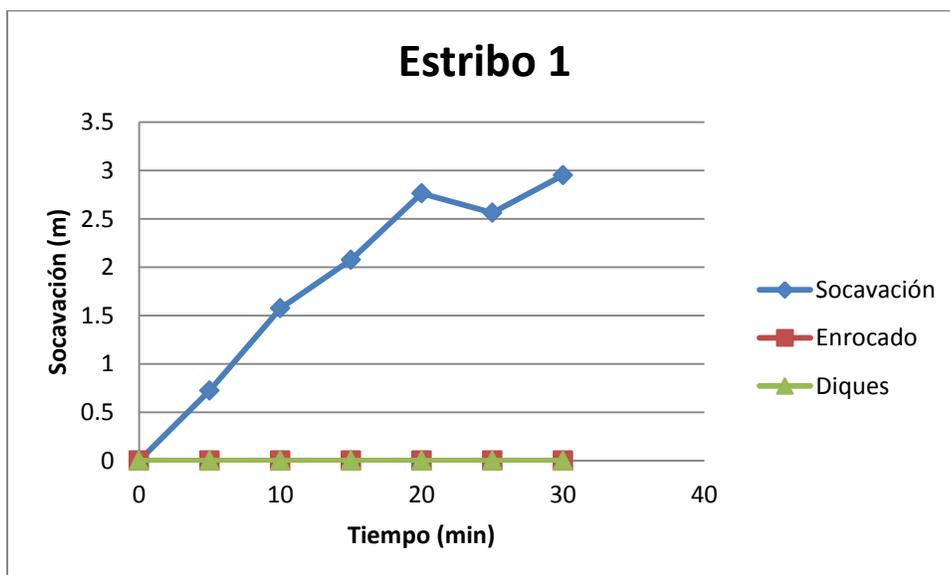
Grafica 5.20. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 2.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



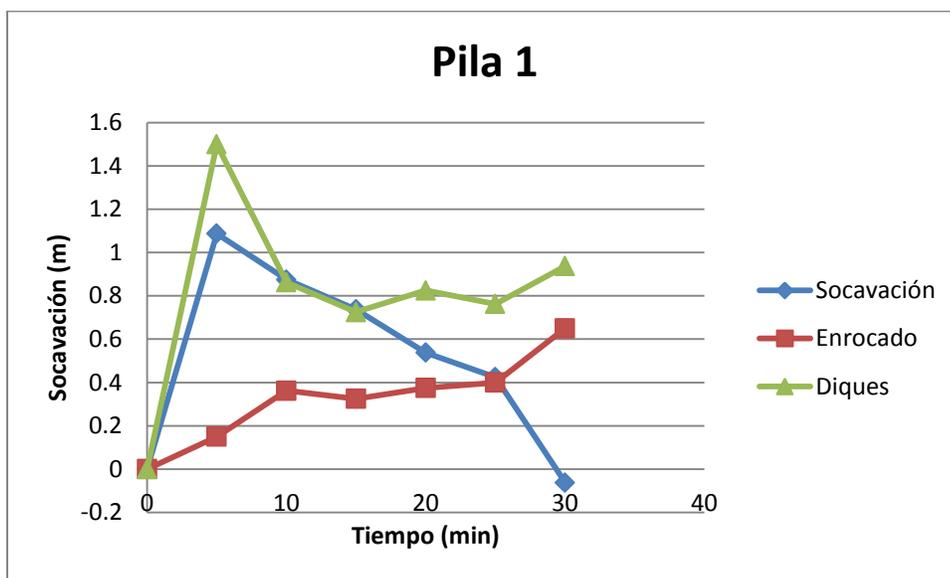
Grafica 5.21. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 2.

Periodo de retorno de 10 años.

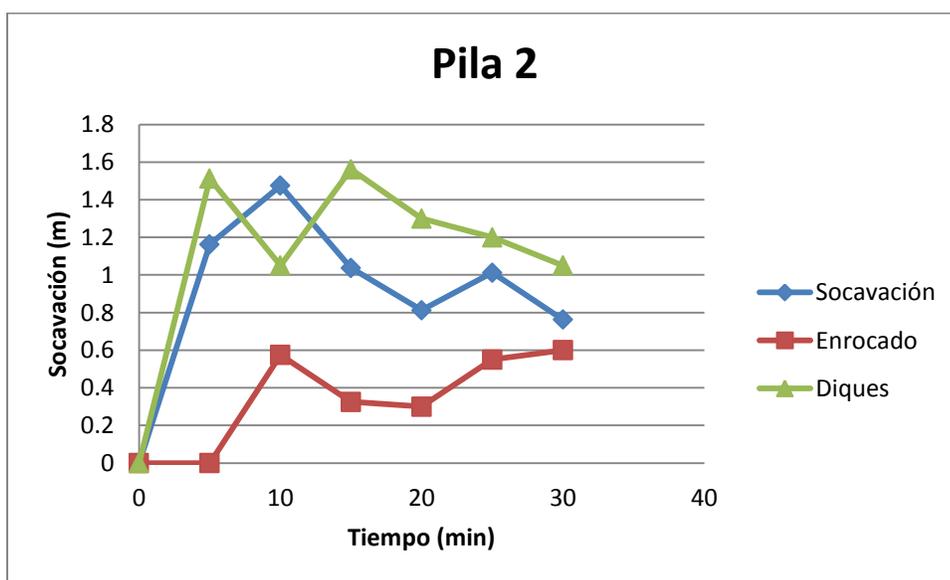


Grafica 5.22. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 1.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

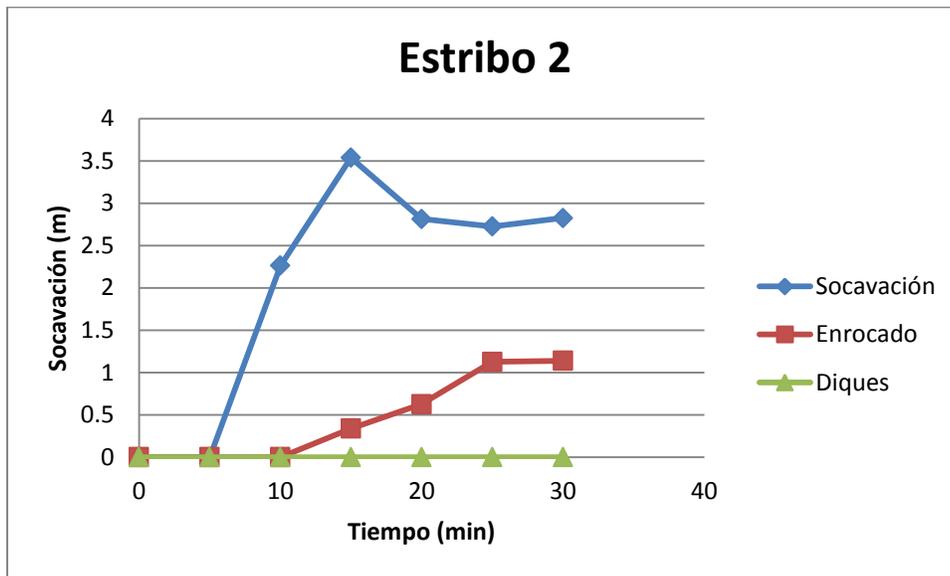


Grafica 5.23. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 1.



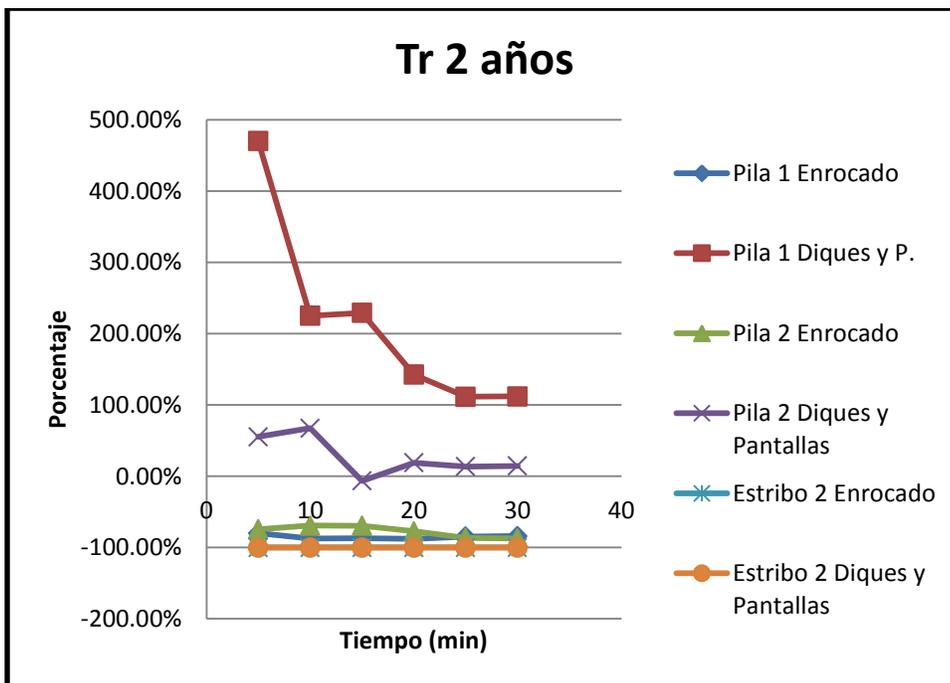
Grafica 5.24. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 2.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”



Grafica 5.25. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 2.

Las siguientes graficas muestran el porcentaje de incremento y disminución de la socavación local con cada parte de la subestructura del puente con su correspondiente medida de protección.

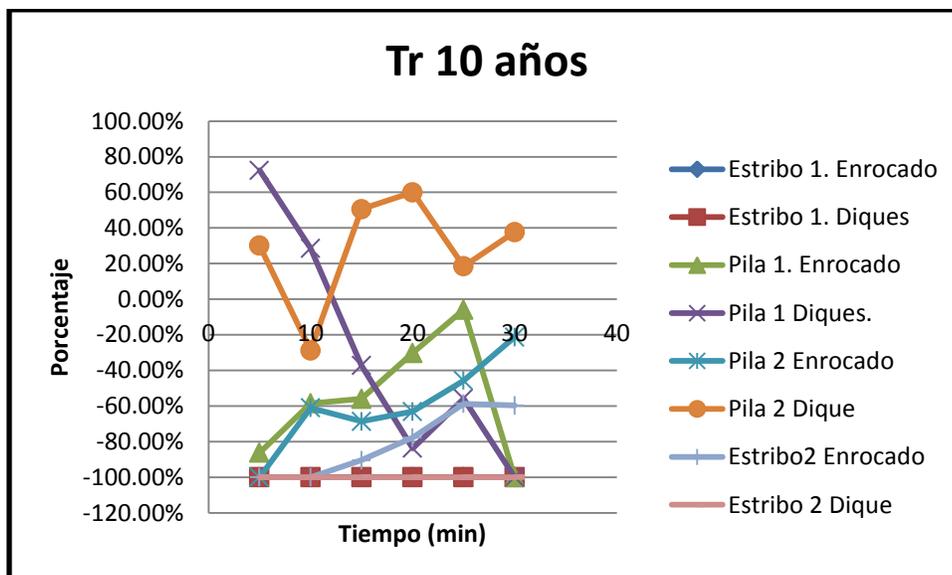


Grafica 5.26. Disminución y aumento de la socavación local para Tr 2 años.

Por lo que vemos las pantallas aguas arriba dependiendo de la longitud del Thalweg, pueden llegar a incrementarnos la socavación en un 470%, mientras

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

que en el enrocado encontramos resultados favorables con disminución de socavación del 69.23% al 100%.



Gráfica 5.27. Disminución y aumento de la socavación local para Tr 10 años.

En primera instancia se puede observar que la socavación local frontal en los estribos es nula, más sin embargo no aplica en las pilas, las cuales ve aumentada la socavación hasta en un 72.41%. Mientras que el enrocado sigue teniendo resultados favorables pero ya no con la misma magnitud; la tendencia es a proteger los primeros 20 minutos y posteriormente socavar, llegando a valores de disminución de la socavación de 5.88% a 100%.

Como no se simuló el Tr de 50 años es necesario hacer una comparativa con las socavaciones del prototipo y las del modelo.

Tr (años)	Subestructura	Socavación Hec-Ras (m)	Socavación en el modelo (m)
2	Pila 1	1.5	0.4
	Pila 2	1.5	0.788
	Estribo 2	0.72	1.037
10	Estribo 1	0	2.825
	Pila 1	1.72	1.475
	Pila 2	1.72	1.163
	Estribo 2	5.48	3.537

Tabla 5.22. Comparación socavación modelo y socavación del prototipo.

V.10. Conclusiones y recomendaciones

V.10.1. Socavación.

- Los resultados de la socavación local, con Hec-Ras son mayores a los que se obtuvieron en el modelo, por lo tanto podemos decir que la socavación local en el modelo es aceptable, ya que las ecuaciones se limitan a formas de pila uniformes como las rectangulares para nuestro caso.

V. 10.2. Conclusiones de las alternativas de protección probadas.

- Como se pudo observar en el análisis de resultados el enrocado aplicado al modelo tuvo resultados favorables, cabe recordar que se utilizó la ecuación Hec-18 tanto para pilas como para estribos. El enrocado calculado con la ec. Maza Álvarez, resulto más chico que el calculado con la ec. Hec-18, para el Tr de 50 años. Además de que la ecuación de Maza Álvarez no se pudo aplicar para el enrocado del modelo.
- Diques. Son una excelente medida de protección para los estribos, en suelos muy erosionables, es necesario colocar la prolongación descrita, así como también considerar la elevación de corona y la profundidad de empotramiento. Debe de haber una garantía de que para los gastos de la época de lluvias, se debe tener la mayor longitud de interacción flujo dique, para que la erosión en las pilas sea mínima. Lo que se pudo observar en el modelo y de acuerdo a los resultados, nuestro río no tiene esa interacción, además se incrementó hasta en un 72.41% la socavación en las pilas. Por lo tanto si se pretende utilizar esta medida en los estribos, colocar otra en cada pila.
- Diques y pantallas aguas arriba. Por lo observado en el modelo y los resultados obtenidos, las pantallas en lugar de disminuir la socavación la incrementan los primeros 5 minutos de la prueba hasta un 470% aunque cabe destacar que a lo largo del tiempo este valor disminuye pero la socavación no deja de ser mayor a la que se tiene en condiciones normales. Esto debido a que las pantallas de acuerdo al diseño visto en el capítulo III, su colocación verticalmente como horizontalmente provocaban que el flujo llevara una mayor velocidad y sobrepasara la pantalla y socavaron con mayor fuerza en la parte trasera de las pantallas (es decir en la zona frontal de las pilas).

V.10.3. Recomendaciones.

- Las mejores alternativas de acuerdo a el modelo físico, son enrocado (con su respectivo diseño), y el dique de protección.
- Este trabajo da prioridad a que se continúe a investigar una relación para las ecuaciones de socavación local, con respecto a las características del flujo y del material. Con la intención de obtener un factor para que el cálculo de la socavación local sea más preciso.

“Estudio del modelo físico de las alternativas de protección para evitar las socavación local en pilas y estribos de puentes”

- Es de vital importancia que la modelación realizada se llevó a cabo con un régimen no estacionario. Se realizaron las pruebas de acuerdo al hidrograma y únicamente con el gasto pico y la duración de la tormenta. Esto debido a que es complicado reproducir con exactitud el comportamiento del hidrograma en cuanto a tiempo y el gasto que circula por el río.

Referencias Bibliográficas

- ❖ Introducción a los Modelos Hidráulicos, Fernando Ojeda Torres. UMSNH 1987.
- ❖ Ingeniería de Ríos, Juan P. Martín Vide. Alfa Omega Grupo Editor
- ❖ Socavación en puentes, Guevara A., M.E. (1998). Universidad del Cauca.
- ❖ Pier Scour in Clear-Water Conditions with Non-Uniform Bed Materials. Publication No. FHWA-HRT-12-022. MAY 2012
- ❖ Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación. Proyecto No. EE 17/10. IMT (Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural).
- ❖ Manual de ingeniería de Ríos, García Flores M. y Maza Alvarez J. A. Instituto de Ingeniería de la UNAM (1995).
- ❖ Hidráulica General, Volumen 1 Fundamentos. Gilberto Sotelo Ávila.
- ❖ Estudio Hidrológico acorde a los requisitos para solicitar permiso para realizar obras en cauce y en zona federal, Cristhian Amador Heredia Rodríguez. Tesis, Noviembre del 2011.