



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS  
DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**“EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL Y MEDIDAS DE  
PROTECCIÓN EN PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE PASO  
DE LA VIRGEN, MEDIANTE MODELOS FÍSICOS Y EL EMPLEO DE  
SOFTWARE ESPECIALIZADO”**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL  
TRASPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

**PRESENTA:**

**ING. CRISTHIAN AMADOR HEREDIA RODRÍGUEZ**

**ASESOR:**

**DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS  
ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS**

**CO-ASESOR:**

**DR. CONSTANTINO DOMÍNGUEZ SÁNCHEZ.  
ESPECIALIDAD EN HIDRÁULICA**

**MORELIA, MICHOACÁN, SEPTIEMBRE DE 2014**





## **AGRADECIMIENTOS:**

*Dedico esta Tesis:*

### **A MIS PADRES:**

**La Sra. Alicia Rodríguez Bedolla.**

**El Ing. José Amador Heredia Huerta.**

Por su sacrificio, paciencia y confianza que me han brindado durante toda mi carrera profesional, sobre todo el amor y el gran apoyo de ellos.

### **A MI PROMETIDA:**

**Iltze Andrea Castrejón Álvarez.**

Por haber estado siempre conmigo dándome su amor y su comprensión en todo momento en las buenas y las malas.

### **A MIS HERMANOS:**

**Karina Refugio Heredia Rodríguez.**

**Lic. Brenda Selene Heredia Rodríguez.**

**José Eduardo Heredia Rodríguez.**

De quienes siempre tuve su apoyo incondicionalmente, cariño y su amor para salir adelante.



## **A MI ASESOR:**

### **El Dr. Hugo Hernández Barrios.**

Por su gran apoyo en todo momento, amistad, conocimientos otorgados y su gran confianza como mi asesor que siempre me tuvo durante mis estudios del posgrado y que además, lo considero un buen tutor y excelente maestro dentro la maestría de infraestructura del transporte en la rama de las vías terrestres.

## **A MI PADRINO Y CO-ASESOR:**

### **El Dr. Constantino Domínguez Sánchez.**

Quien como profesor mío, me inculco muchos conocimientos, además de que lo considero un gran amigo de confianza y que gracias a su apoyo he podido llegar tan lejos en mi vida profesional.

## **A LOS INTEGRANTES DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA:**

Profesores investigadores, ingenieros, servicio social, ayudantes técnicos y administrativos; que si no fuera por su apoyo y colaboración este trabajo no hubiera alcanzado su objetivo.

## **A LA UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO:**

Por participar dentro de mi preparación profesional con muy buenos maestros y ser orgullosamente Nicolaíta.

**CON ORGULLO Y RESPETO:** La satisfacción de poder ser un profesional en la vida, muy pocos la tienen, por eso doy muchas gracias a Dios y a todas las personas que siempre estuvieron conmigo durante mi carrera profesional.



## 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. Éste se reprodujo a un modelo físico, utilizando el método de Ley de similitud de Froude para modelos distorsionados y así mismo un segundo modelo en el que se calculó la socavación local en pilas circulares con distintas rugosidades.

Al construir los modelos físicos, se realizaron ensayos de; deformación de los bordos de río, inicio de movimiento y socavación para los periodos de retorno (Tr) de 2 años, 10 años y tres gastos crecientes de acuerdo a la capacidad del canal del segundo modelo. Posteriormente se optó por utilizar las medidas de protección: enrocado, diques y pantallas aguas arriba y ocho rugosidades en pilas circulares. 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.

Los resultados obtenidos de primer modelo, tendrán una comparación con los resultados del software HEC-RAS y así mismo se darán las recomendaciones necesarias para una alternativa de solución adecuada.

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



## ABSTRACT

In the present project, they will propose the protection alternatives, to reduce the local undercut; certainly these will be the most suitable economically and technically for the country. The study became relating to a prototype, topographically, hydrological and of geometry of the structure. This one reproduced a physical model to himself, using the method of Law of Froude's similarity for distorted models and likewise the second model in whom the local undercut was calculated in circular batteries by different ruggedness's.

By building physical two models, tests were performed; deformation of the edges of rivers, Beginning of movement and undercut for the return periods ( $T_r$ ) 2 years, 10 years and three growing expenses according to the channel capacity of the second model. Subsequently chose to use protective measures: castled, screens upstream dams and eight ridges in circular stacks. Rated prototype according to Engineering Manual Rios was performed; this classification will serve to dam design.

Alternative tests of protection with prior return periods were performed. With the results obtained and compared with those of local scour, it was possible to establish a criterion of the best protective measures to reduce local scour.

The results of the first model have a comparison with the results of the HEC-RAS software and make recommendations for adequate alternative solution is given.

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



## **OBJETIVOS**

### ***OBJETIVO GENERAL***

Reducir el fenómeno de socavación local al pie de las pilas y estribos del puente Paso de la Virgen, por medio de estudios experimentales en dos modelos físicos reducidos, con la finalidad de que posteriormente se pueda aplicar en un caso real y así mismo poder determinar que el uso del software y los criterios utilizados para la evaluación de la socavación y medidas de protección en pilas y estribos es aplicable en México. Esto mediante su evaluación y comparación con modelos físicos.

### ***OBJETIVOS PARTICULARES***

- Emplear el software desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los EE.UU para la evaluación de la socavación en pilas y estribos (HEC-RAS), para un caso real de estructura de cruce Puente Paso de la Virgen.
- Construir dos modelos físicos para evaluar y determinar las medidas de protección que eviten el colapso de la estructura.
- Comparar los resultados del modelo físico con los obtenidos del software.

## **HIPÓTESIS**

Las medidas de protección contra la socavación en pilas y estribos dependen del tamaño del material y la socavación podría disminuir en función de la rugosidad de la pila.



## ÍNDICE

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	1
1.1 PROBLEMÁTICA .....	2
1.2 ANTECEDENTES .....	3
1.3 JUSTIFICACIÓN SOCIO-ECONÓMICA .....	7
1.4 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN .....	10
1.4.1 UBICACIÓN .....	10
1.4.2 TOPOGRAFÍA .....	10
1.4.3 HIDROLOGÍA.....	10
1.4.4 ESTRUCTURAL.....	11
1.4.5 INFORME FOTOGRÁFICO.....	11
1.4.6 MECÁNICA DE SUELOS .....	12
1.4.7 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS .....	12
1.5. CLASIFICACIÓN DE RÍOS .....	18
1.5.1 SEGÚN SU EDAD .....	18
1.5.2 POR SU GEOMETRÍA.....	19
1.5.3 POR CONDICIÓN DE TRANSPORTE .....	20
CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO.....	23
2.1 SOCAVACIÓN .....	24
2.2 TIPOS DE SOCAVACIÓN .....	24
2.3 SOCAVACIÓN LOCAL.....	24
2.3.1 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS .....	25
2.3.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS.....	26
2.4 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES .....	27
2.5 MECÁNICA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN.....	32
2.5.1 HIDRODINÁMICA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN .....	32
2.5.1.1 TIPOS DE FLUJO .....	32
2.5.1.2 CAPA LÍMITE .....	33
2.5.1.3 VÓRTICES DE VON KÁRMÁN .....	37



2.5.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS .....	39
2.5.2.1 PRINCIPIO DE MOVIMIENTO DE LA PARTÍCULA .....	39
2.6 MÉTODOS Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LA SOCAVACIÓN.....	41
2.6.1 TIPOS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN .....	41
2.6.2 ENROCADO .....	42
2.6.2.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ .....	43
2.6.2.2 MÉTODO PROPUESTO EN HEC-18(1993) .....	44
2.6.3 PANTALLAS AGUAS ARRIBA.....	47
2.6.4 REVESTIMIENTO DEL LECHO CON BLOQUES.....	48
2.6.5 PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS .....	49
2.6.5.1 ENROCADO, MÉTODO PROPUESTO: HEC-18 (1993).....	49
2.6.5.2 DIQUES DE ENCAUZAMIENTO .....	50
2.6.5.3 ECUACIONES DE DISEÑO .....	50
2.6.5.4 RECOMENDACIONES DE DISEÑO .....	53
2.6.6 BOLSAS RELLENAS .....	55
2.7 SELECCIÓN DE ESCALAS.....	56
2.7.1 MODELOS NUMÉRICOS VS MODELOS FÍSICOS .....	56
2.7.2 NUEVOS HORIZONTES EN LA SIMULACIÓN DE FENÓMENOS HIDRÁULICOS .....	57
2.7.3 TEORÍAS DE LA SIMILITUD .....	58
2.7.3.1 SEMEJANZA GEOMÉTRICA .....	58
2.7.3.2 SEMEJANZA CINEMÁTICA.....	59
2.7.3.3 SIMILITUD DINÁMICA.....	59
2.7.4 LEYES DE SEMEJANZA.....	60
2.7.4.1.- LEY DE SIMILITUD DE FROUDE. ....	60
2.7.4.2 CONDICIONES DE SIMILITUD PARA MODELOS DISTORSIONADOS .....	61
2.7.4.3 LEY DE SIMILITUD DE FROUDE PARA MODELOS DISTORSIONADOS.....	62
2.7.4.4 LEY DE SIMILITUD DE REYNOLDS PARA MODELOS DISTORSIONADOS .....	63



CAPÍTULO 3 APLICACIÓN DE LOS MODELOS .....	67
3.1 SECUELA DE CÁLCULO PARA LAS MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DEL PUENTE PASO DE LA VIRGEN .....	68
3.1.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ .....	68
3.1.2 MÉTODO PROPUESTO EN HEC-18 (1993) .....	68
3.1.3 PANTALLAS AGUAS ARRIBA.....	69
3.2 SECUELA DE CÁLCULO DEL TRAZO DEL PRIMER MODELO .....	70
3.2.1 ESCALA HORIZONTAL Y VERTICAL .....	70
3.3 MODELACIÓN DEL RÍO SAN JUAN EN HEC-RAS.....	72
3.3.1 PROGRAMA HEC-RAS .....	72
3.3.2 MODELACIÓN DEL RIO SANJUAN EN CONDICIONES NATURALES.....	72
3.3.2.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN .....	73
3.3.2.2 ESQUEMA DE MODELACIÓN. ....	74
3.3.2.3 ESCENARIO 1, PLANTA Y SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO SAN JUAN .....	74
3.3.2.4 ESCENARIO 2, MODELACIÓN DEL FLUJO EN EL RÍO .....	75
3.3.3 MODELACIÓN DEL RIO SAN EN CONDICIONES DEL PROYECTO (PUENTE PASO DE LA VIREGEN) .....	76
3.3.3.1 ESCENARIO 1, UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE .....	78
3.3.3.2 ESCENARIO 2, SIMULACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO PARA 50 AÑOS.....	79
3.3.3.3 ESCENARIO 3, DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE.....	80
3.3.3.4 ESCENARIO 4, CALCULO DE LA SOCAVACIÓN EN EL ESTRUCTURA .....	81
CAPÍTULO 4 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO 1.....	83
4.1 PREPARACIÓN DEL MODELO.....	84
4.2 ADECUACIÓN DE LA ZONA. ....	84
4.3 TRAZO DE LA MALLA. ....	85
4.4 TRAZO DEL MODELO 1 .....	85
4.5 REALIZACIÓN DE ESCANTILLONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES .....	87
4.6 COLOCACIÓN DE LAS PAREDES .....	88
4.7 COLOCACIÓN DE CILINDROS PARA EL ENCAUCE DEL FLUJO.....	88



4.8 COLOCACIÓN Y NIVELACIÓN DE LA ARENA PARA LA REPRESENTACIÓN DE LAS PENDIENTES ESCALADAS.....	89
4.8.1 NIVELACIÓN.....	89
4.9 COLOCACIÓN DE ARENA PARA FORMACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. ....	90
4.10 CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS DEL PUENTE .....	94
CAPÍTULO 5 ENSAYOS REALIZADOS DEL MODELO 1.....	95
5.1 AFORO DE GASTOS.....	96
5.2 PRIMERA PRUEBA.....	98
5.3 SEGUNDA PRUEBA .....	99
5.4 TERCERA PRUEBA.....	100
5.5 CUARTA PRUEBA .....	102
5.6 QUINTA PRUEBA.....	107
5.6.1 COLOCACIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS EN EL MODELO .....	108
5.7 SEXTA PRUEBA (PRUEBA REALIZADA CON PILAS Y ESTRIBOS).....	110
5.8 PRUEBAS DE SOCAVACIÓN.....	114
5.8.1 PRUEBAS DE SOCAVACIÓN LOCAL PARA TR 2 AÑOS Y TR 10 AÑOS. ....	115
5.8.2 PRUEBAS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN (ENROCADO), PARA EVITAR SOCAVACIÓN LOCAL EN TR 2 AÑOS Y TR 10 AÑOS.....	125
5.8.3 PRUEBAS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN (DIQUES) PARA EVITAR SOCAVACIÓN LOCAL EN EL PERIODO DE RETORNO “TR 10 AÑOS.”.....	136
5.8.4 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” . ....	142
5.9 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	147
5.9.1 PERIDO DE RETORNO DE 2 AÑOS.....	147
5.9.2 PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.....	148
5.10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	152



CAPITULO 6 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO 2, SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS CIRCULARES CON DIFERENTE RUGOSIDAD .....	155
6.1 PREPARACIÓN DEL MODELO .....	156
6.2 EXPERIMENTACIÓN .....	156
6.3 ADECUACIÓN DE LA INSTALACIÓN.....	158
6.4 PROCESO CONSTRUCTIVO.....	160
6.5 VELOCIDAD DE INICIO DEL MOVIMIENTO DE LA PARTÍCULA .....	163
6.5 SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE LA PILA CON DIFERENTES RUGOSIDADES .....	172
6.5.1 METODOLOGÍA.....	172
6.5.2 CONSTRUCCIÓN DE RUGOSIDADES DE LAS PILAS.....	174
6.5.3 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 1.....	180
6.5.4 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 2.....	183
6.5.5 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 3.....	186
6.5.4 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 4.....	189
6.5.5 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 5.....	192
6.5.6 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 6.....	195
6.5.7 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 7.....	198
6.5.8 PRUEBA SE SOCAVACIÓN 8 .....	201
6.6 CONCLUSIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	205
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES .....	213
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	216



# **CAPÍTULO 1**

# **ANTECEDENTES Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**



## 1.1 PROBLEMÁTICA

En el campo de la ingeniería civil, es muy importante poder 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 nuestro 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 lo cual, provoca eventos extremos con escurrimientos cada vez mayores. La deforestación de las cuencas hidrológicas de aportación, también ha provocado menor infiltración y más escurrimientos. El aumento del gasto en las cuencas origina un gran problema, debido a que en las obras de cruce de cauces, los gastos de diseño han sido rebasados en periodos más cortos al proyectado y el fenómeno de socavación se incrementa.

La importancia de este tipo de estudios es alta, porque los fenómenos meteorológicos en el país, en especial la precipitación pluvial, se han dado con mayor frecuencia en meses atípicos.

El fenómeno de la socavación ha sido un problema severo dentro de las vías terrestres, debido a que se presentan daños típicos en las estructuras especialmente en los puentes, originando incomunicación en ambos puntos, de acuerdo con las labores de inspección, mantenimiento, ejecución de estudios y obras de rehabilitación de SIPUMEX.

El mayor daño en la infraestructura de los puentes de la Red Vial Nacional que cruzan ríos ocurre durante las crecientes, dicho daño, producido por la socavación que es originada y que se presenta en los estribos y las pilas del puente. Este daño puede variar desde erosiones en las bancas y los terraplenes de acceso hasta la falla completa de la estructura del puente o su terraplén de acceso.



Figura 1.1 Daños estructurales en los puentes.



Figura 1.2 Colapso del puente Reque, Perú.

Parte de los elementos que conforman un camino son las estructuras de cruce o puentes. La finalidad del 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 esto, es necesario apoyar los puentes sobre estribos que se construyen en los márgenes de estos cuerpos de agua, pero cuando estos cruces son de una 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 un brusco cambio de velocidades del flujo del agua, dando como resultado que la pila o estribo del puente pierda profundidad en su cimentación o, en el peor de los casos, quede totalmente al descubierto la zapata de cimentación(Figura 1.1).

## 1.2 ANTECEDENTES

En 1976, Smith realizó una estadística sobre las fallas de 143 puentes en todo el mundo, considerando como resultado que 1 fallo 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 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 que están 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. Al igual, durante el huracán Janet, en septiembre de 1955, hubo socavación en la base de 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 desplomó una de las pilas a causa de la socavación, por lo que se llevaron a cabo 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 parcialmente por un solo puente durante un par de meses. La 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 difícil estimarlos 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 que casi 81% de las estructuras cruzan ríos o arroyos y, de éstas, más de la mitad presenta algún tipo de socavación en pilas, estribos o taludes.

Después de que se dio a conocer 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 los archivos: (20091008) y (20091013), documentos con los puentes que han sido reparados por problemas de socavación en los últimos 5 años, se denominarán “Puentes con trabajo de cauce.” La figura 1.3 (DGCC/SCT, EE17/10) nos muestran los datos de dichos documentos.

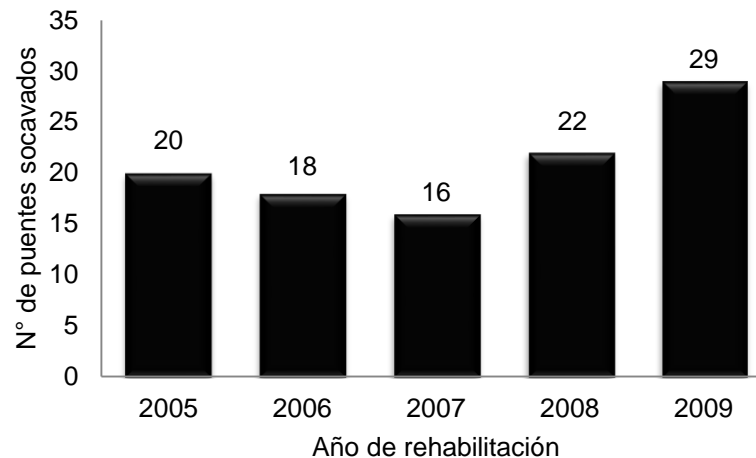


Figura 1.3 Número de puentes con trabajos de cauce entre 2005 y 2009.

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 figura 1.4 se muestra el primer paso del análisis de los 105 puentes asignados a una clave de acuerdo con los puentes de trabajos de cauce separados, según el tipo de paso.

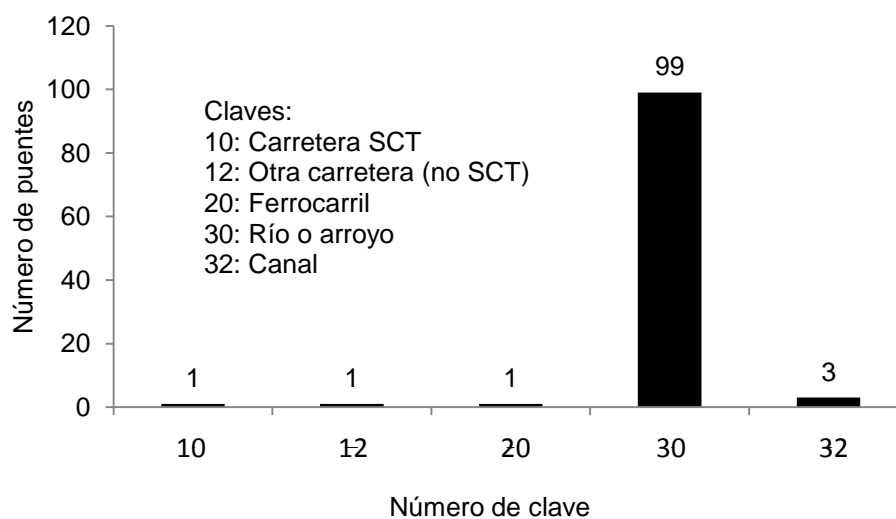


Figura 1.4 Número de puentes con trabajo de cauce separados según el tipo de paso.

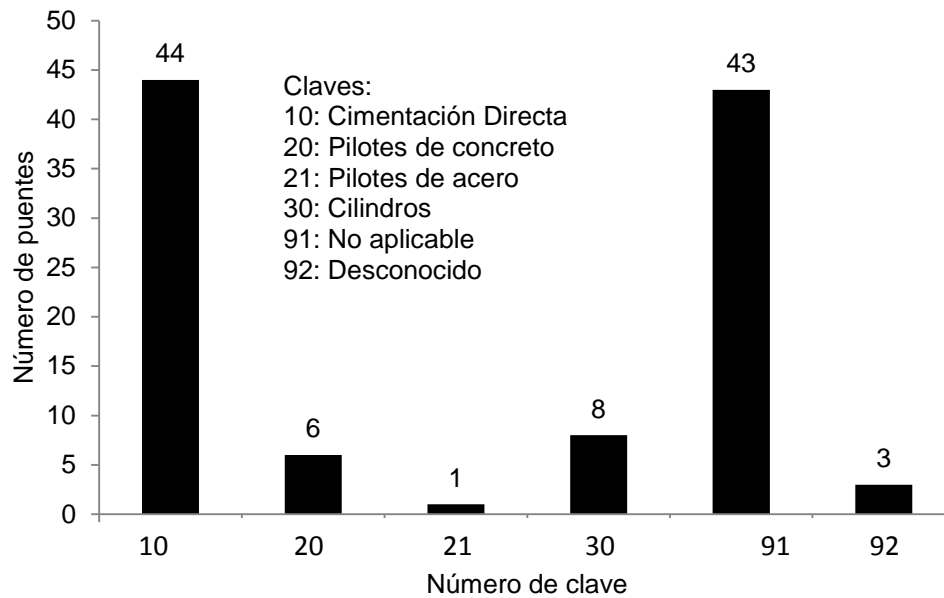


Figura 1.5 Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación sobre pilas.

La figura 1.5 muestra una subdivisión de los puentes por el tipo de cimentación.

Como se puede observar, las de mayor incidencia son las de clave 10, 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 figura 1.6 se muestra el número de puentes que fallan por socavación estribo.

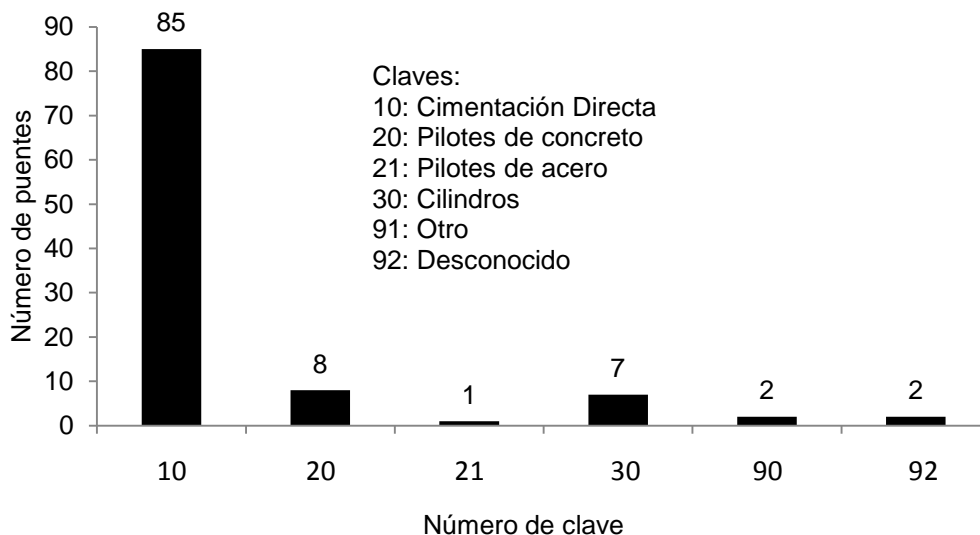


Figura 1.6 Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación sobre estribos.

La figura 1.7 muestra el año de construcción de los puentes resaltando los que se encuentran encerrados en el rectángulo rojo, por ser los que más se ha dado por falla por socavación.

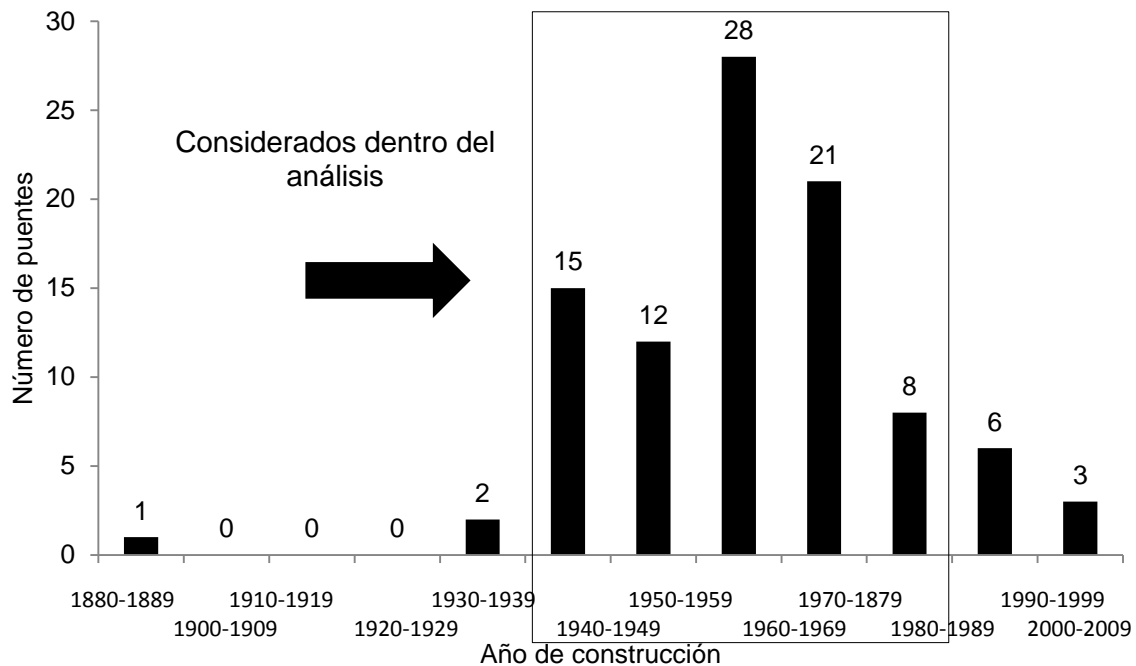


Figura 1.7 Año de construcción de los puentes con trabajos de cauce hasta el 2009.

Las figuras anteriores son gran importancia para comenzar a generar criterios de evaluación de los puentes que fallan por socavación en México. 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 datos estadísticos de la socavación. Sin embargo, el porcentaje del problema puede andar aproximadamente como el de Estados Unidos.

### 1.3 JUSTIFICACIÓN SOCIO-ECONÓMICA

De acuerdo con los informes de gobierno durante el sexenio, de 2006 a 2012 en el apartado “Principales obras de reconstrucción de puentes”, se generó la tabla 1.1, la cual se muestra el monto utilizado en la conservación y reconstrucción de puentes para cada periodo en México.



Tabla 2.1 Monto invertido durante el sexenio de Felipe Calderón.

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	---

La tabla 1.1 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.

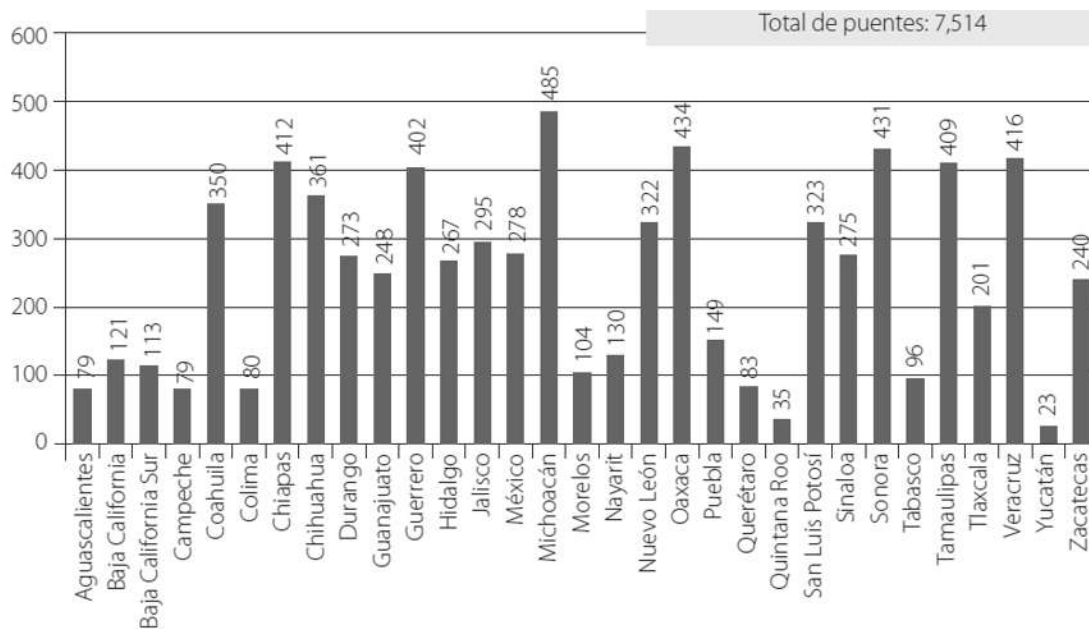


Figura 1.8. Distribución de localización de puentes por entidad federativa en 2009.

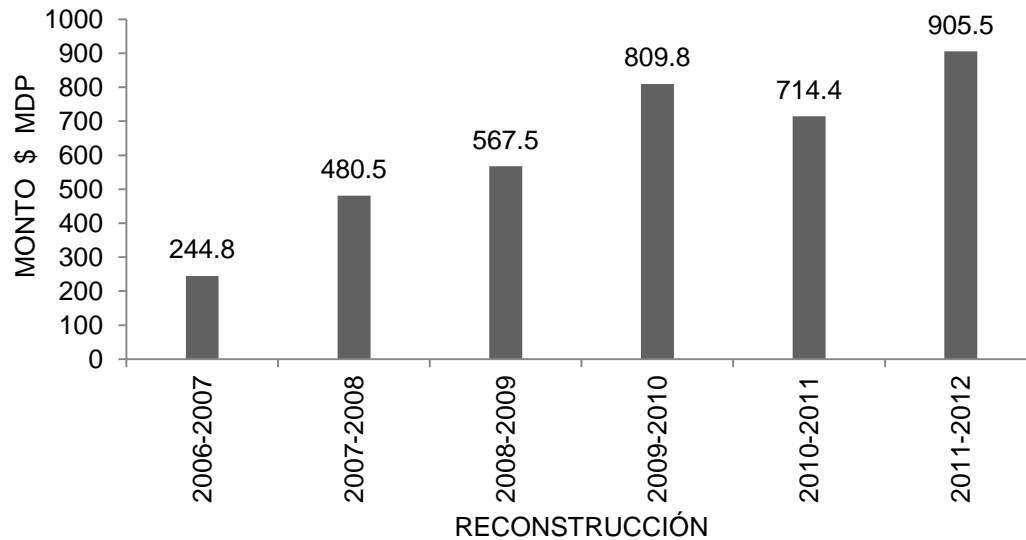


Figura 1.9 Montos de reconstrucción y conservación de puentes.

En la figura 1.9, 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.

Por otra parte tenemos los problemas sociales los cuales también afectan e intervienen con gran importancia al problema de la socavación de los puentes en México y en el mundo.

Dentro de los problemas sociales que se pudieran tener al colapsar un puente por causas de la socavación, serían los siguientes:



Figura 1.20 Posibles problemas económicos al presentarse el colapso de un puente.

## 1.4 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Para la realización de este trabajo, es necesario contar con información de los estudios de topografía, hidrológica, estructurales del puente y geotécnicos. Estos datos fueron realizados en campo y en gabinete los cuales se realizaron con tiempo y anticipación del autor para el proyecto.

### 1.4.1 UBICACIÓN

El proyecto se realizó 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 San Juan.



Figura 1.21 Localización del Río de San Juan.

### 1.4.2 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.

### 1.4.3 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.

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:

$$Q = 217.52 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{R.1})$$

#### **1.4.4 ESTRUCTURAL**

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

#### **1.4.5 INFORME FOTOGRÁFICO**

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



Figura 1.22 Fotografías del sitio por el cual está proyectado el puente.

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

### 1.4.6 MECÁNICA DE SUELOS

Las características del tipo del suelo que se encuentre en la zona de estudio del proyecto son las siguientes:

Tabla 1.2 Geología del río y de sus márgenes.

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

El tipo de material y el tamaño de las partículas (rocas y arenas) que se encuentra en el suelo son muy importantes, de acuerdo al método a utilizar, estos dos parámetros importantes definirán la profundidad de socavación en una pila o estribo de un puente.

### 1.4.7 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

Antes de comenzar la construcción del modelo del río San Juan, se debe conocer y realizar las pruebas necesarias al material que será empleado para el prototipo. En este caso es una arena de río, de la comunidad Ojo de Cuervo, Municipio de Zinapécuaro, Mich., realizando la granulometría y así mismo 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.



Figura 1.23 Realización de las pruebas granulométricas.



*Datos de distribución de frecuencias (TDF).*

Peso de la muestra con tara= 1.37 kg.

Peso de la tara = 0.35 kg.

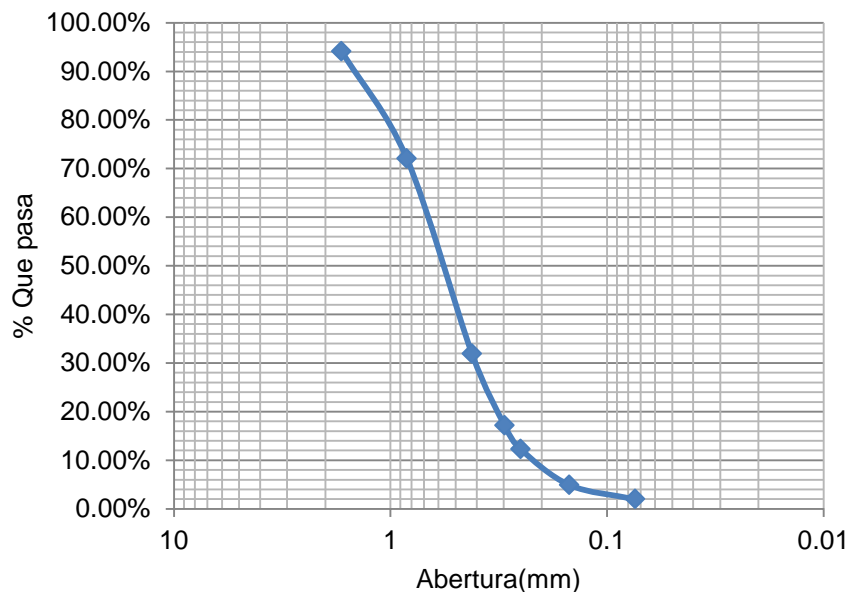
Peso de la muestra= 1.02 kg.

*Tabla 1.3 Tabla de distribución de frecuencias.*

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%

2) Representación Gráfica y ajustes de distribución

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, a las diferentes funciones de distribución que a continuación se muestran:



*Figura 1.24 Representación del porcentaje que pasa en papel Semilogarítmico.*

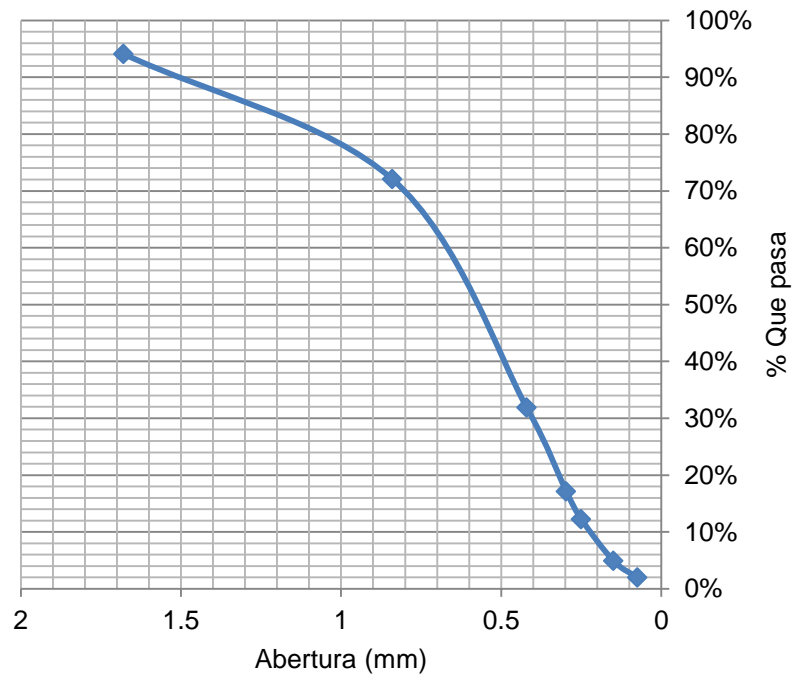


Figura 1.25 Representación del porcentaje que pasa en papel Aritmético.

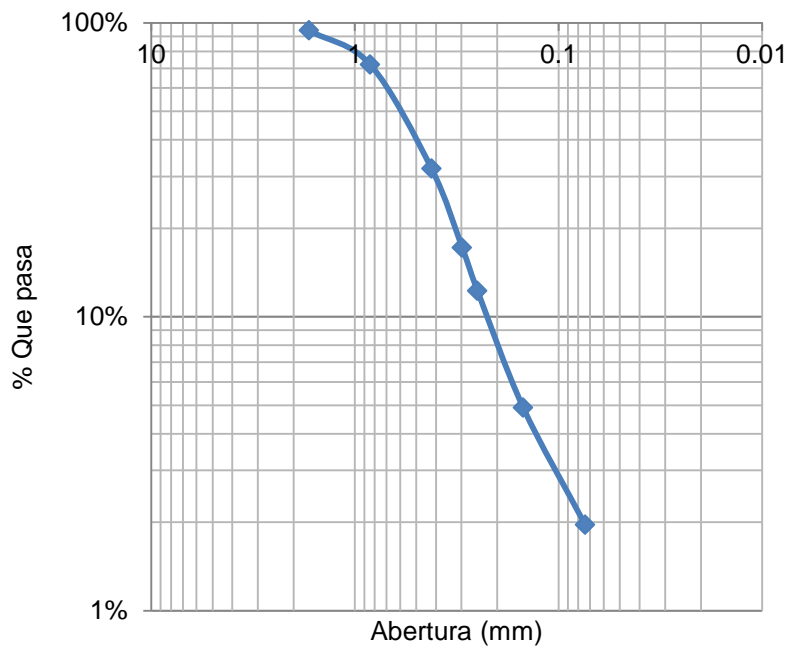


Figura 1.26 Representación del porcentaje que pasa en papel Logarítmico.

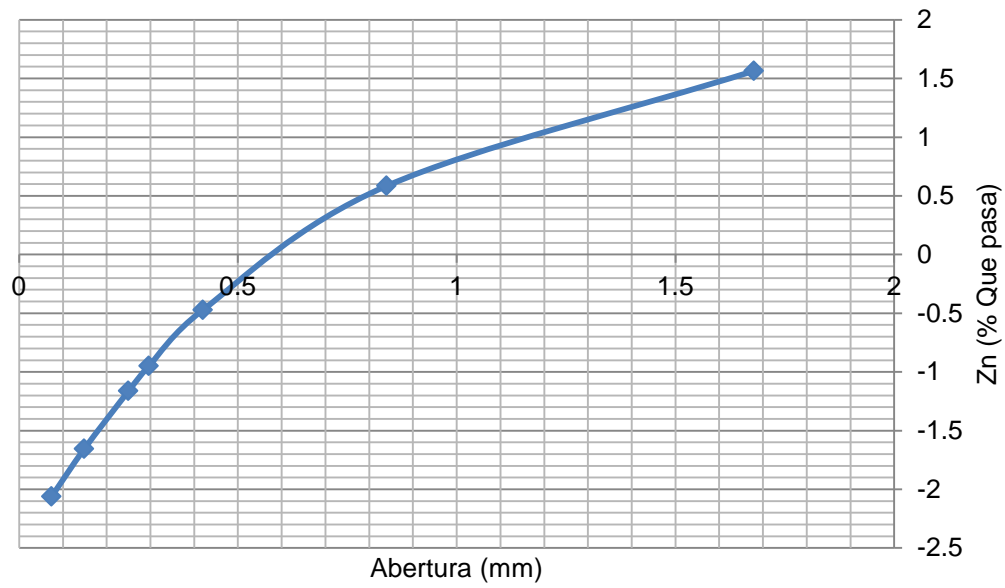


Figura 1.27 Representación del porcentaje que pasa con Distribución Normal.

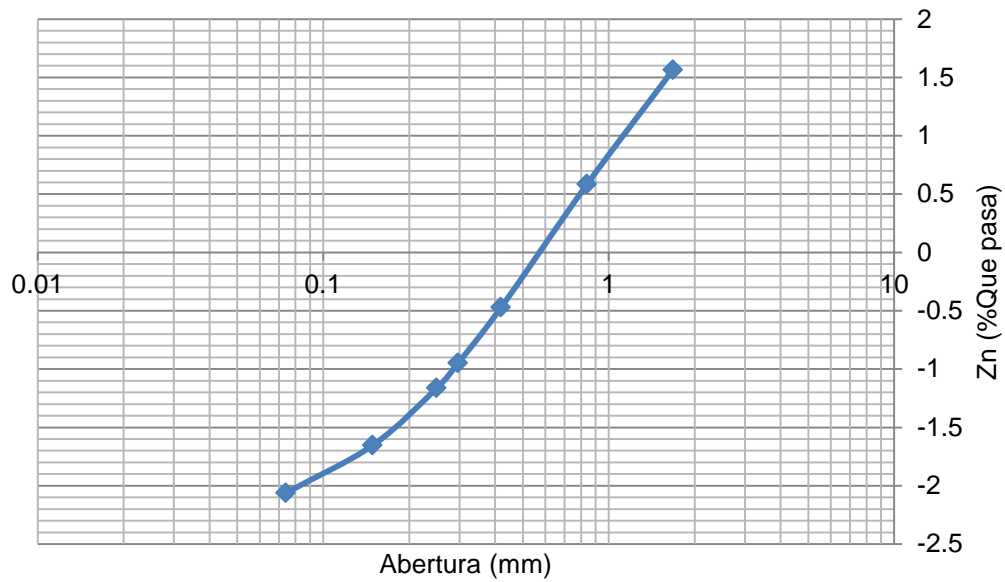


Figura 1.27 Representación del porcentaje que pasa con Distribución Log Normal.

Como se puede observar la distribución Log Normal es la que mejor se ajusta a los datos del porcentaje que pasa, la cual es una línea recta que pasa por los porcentajes 16% y 84%.

Posteriormente, se procede a determinar los diámetros característicos gráficos que se muestran a continuación:

Tabla 1.4. Valores del  $D_n$  y aberturas.

$D_n$	Abertura (mm)
10	0.22
16	0.30
35	0.42
50	0.58
65	0.72
75	0.87
84	1.20
90	1.45

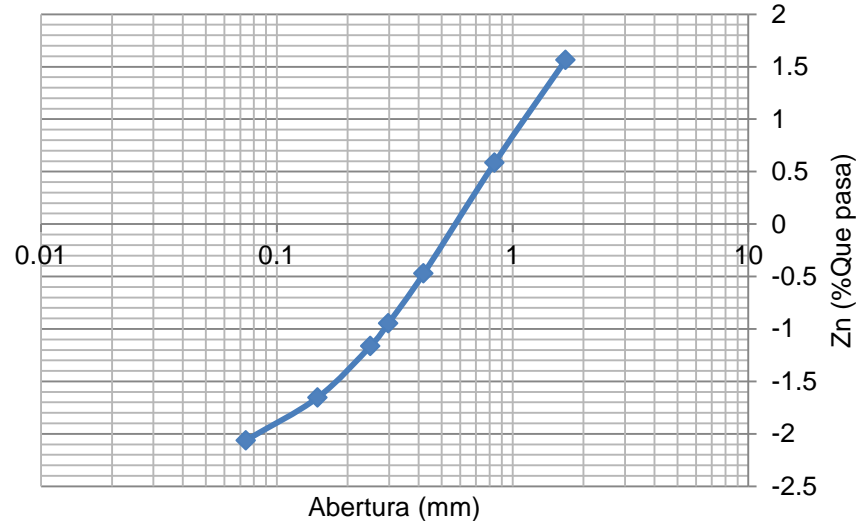


Figura 1.28 Valores de los diámetros característicos  $D_n$ .

En la figura 1.28 se muestra la representación gráfica de los diámetros característicos con la función Log Normal.



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

Distribución Log-Normal

$$Dn = D_{50}\sigma_g^{Zn} \tag{1.1}$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{1.2}$$

$$D_{50} = \sqrt{D_{84}D_{16}} \tag{1.3}$$

$$Dm = D_{50}\exp\left[\frac{1}{2}(\ln\sigma_g)^2\right] \tag{1.4}$$

Obteniendo como resultado los siguientes datos:

$$D_{15.87} = 0.2848 \tag{R.2}$$

$$D_{84.13} = 1.13 \tag{R.3}$$

$$D_{50} = 0.5665 \tag{R.4}$$

$$\sigma = 1.9889 \tag{R.5}$$

$$Dn = 0.5665(1.9889^{Zn}) \tag{R.5}$$

Por lo cual, sustituyendo los valores de Zn de cada abertura en la ecuación (1.5), se tienen como resultado los siguientes Dn calculados:

Tabla 1.5. Dn Calculado de la arena de la comunidad Ojo de Cuervo.

% Abertura	Dn 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

De la tabla 1.5, se obtiene la gráfica que representa los Dn calculados y los obtenidos gráficamente:

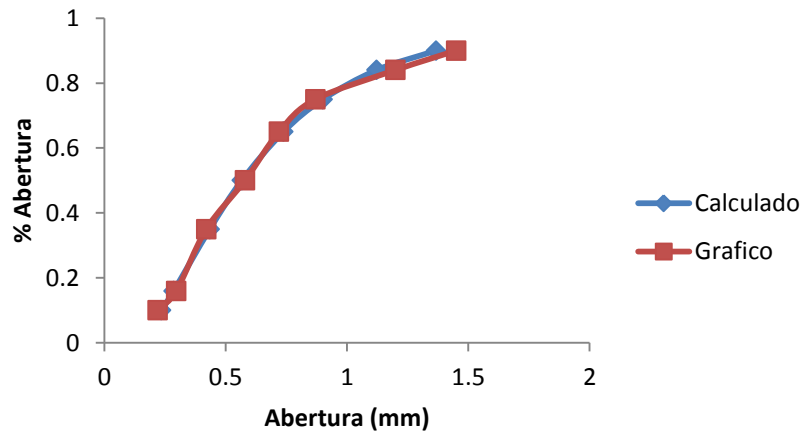


Figura 1.29 Comparación de los Dn Calculados y Dn Gráficos.

## 1.5. 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 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.

### 1.5.1 SEGÚN SU EDAD

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

- 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.
- 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.
- 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.



### 1.5.2 POR SU 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 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.

- ❖ *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.
- ❖ *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.
- ❖ *En estuario*. Estos se presentan en las desembocaduras a los océanos y están altamente influenciados por las mareas y contienen estratos o mezcla de agua salada.
- ❖ *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.

- ❖ 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  $\Delta$ , de donde viene su nombre. Los deltas presentan siempre varios brazos.

$$P = \frac{\text{Long. Thalweg}}{\text{Long. Valle}} \quad (1.6)$$

Dónde:

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

### **1.5.3 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, además, propone subclases dependiendo del modo de transporte del sedimento, ya sea en la capa del fondo, mixto y en suspensión. En la tabla 1.6 y 1.7, se muestra dicha clasificación.



Tabla 1.6. Clasificación de cauces según Schumm.

Estabilidad del cauce				
Forma del transporte de sedimento	M %	Estable	Con depósito	Con erosión
En suspensión de 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 de 65 al 85% y en el fondo del 5% al 35%	30	$7 < F < 25$ $1.5 < P < 21$ 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.

Dónde:  $F = B/d$ ; B es el ancho de la superficie libre, d es el tirante de la corriente; P es la sinuosidad y S es la pendiente longitudinal del fondo.

A continuación se presenta una tabla que mostrara la clasificación del río San Juan:

Tabla 1.7 Clasificación del río de San Juan, Tiripitio.

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.	$F = 14.27$
		$P = 1.068$





# **CAPÍTULO 2**

# **MARCO TEÓRICO**



## 2.1 SOCAVACIÓN

La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor o interpuesta de una estructura hidráulica. La socavación del fondo de un cauce definido es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material que es removido por el agua en dicha sección.

## 2.2 TIPOS DE SOCAVACIÓN

Además de conocer la posición de la superficie libre del agua es necesario saber la posición del fondo del cauce alterado por causas naturales o artificiales. Cuatro tipos de socavación se tienen en cuenta al hacer la evaluación de la socavación en puentes:

- *Socavación a largo plazo.*
- *Socavación por migración lateral de la corriente.*
- *Socavación general por contracción y otras causas.*
- *Socavación local en estribos y pilas de puentes.*

Es este trabajo nos enfocaremos en la socavación local en estribos y pilas de nuestro puente Paso de la Virgen, debido a que en las obras de ingeniería este tipo de socavación, es la principal causa que provocan daño a las estructuras de los puentes, de acuerdo a lo que se mencionó en el capítulo 2, por lo tanto, representa el mayor riesgo. A continuación se hará una descripción más profunda de lo que concierne este fenómeno de socavación local en las estructuras de los puentes.

## 2.3 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 se clasifica de acuerdo a la estructura:

### 2.3.1 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, 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 como consecuencia, origina sistema de vórtices al pie de la pila llamados vórtices de herraduras, 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 2.1 (Raudkivi, 1986).

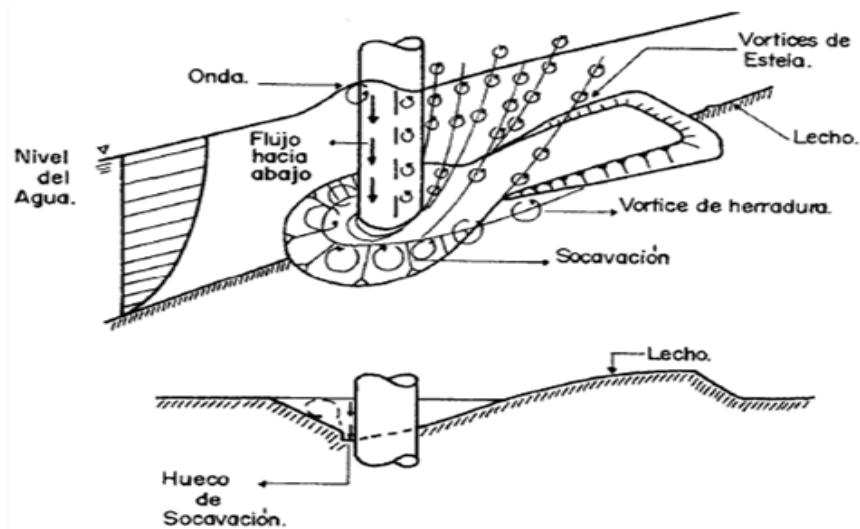


Figura 2.1 Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.

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. 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 et al., 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.

### 2.3.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación en estribos se ha investigado menos que en las 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.

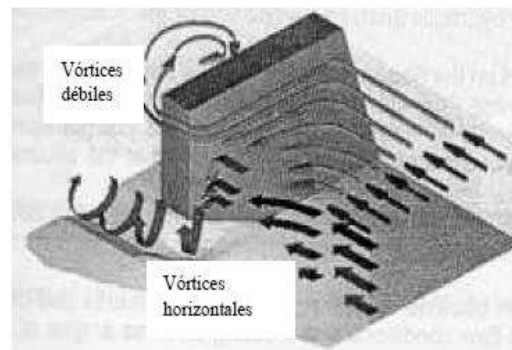


Figura 2.2 Mecanismo que produce la socavación local en estribos.



## 2.4 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES

Cuando existe la necesidad de construir un puente que cruce una corriente natural de agua, donde no sea posible desplantar las pilas en un manto rocoso, existirá siempre la problemática de conocer la capacidad local de erosión de la corriente, ya que ésta puede llegar a tener tal magnitud que alcance la cimentación de las pilas y se origine una falla en la estructura.

Por todo lo anterior, es de gran importancia conocer este efecto en el diseño de cimentaciones poco profundas, puesto que una falla de juicio puede conllevar a la destrucción total de la estructura o a que se adopten profundidades excesivas que son antieconómicas y complicadas para los procedimientos constructivos.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o en menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puentes son los que se mencionan a continuación:

### 1. Parámetros hidráulicos

- Velocidad media de la corriente
- Distribución de velocidades
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila en planta

### 2. Parámetros del fondo

- Distribución granulométrica del material del fondo
- Forma de los granos
- Grado de cohesión o cementación
- Peso específico sumergido
- Estratificación del subsuelo



### 3. Parámetros geométricos de la pila

- Ancho
- Relación largo- ancho
- Perfil de la sección horizontal
- Relación área obstruida por la pila-área hidráulica de la sección transversal de la corriente

### 4. Parámetros de ubicación del puente

- Contracción en la sección
- Forma del río en planta
- Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo

En las figuras 2.3, 2.4 y 2.5 se presentan las diferentes etapas del proceso de socavación.

La socavación en pilas circulares se inicia en dos puntos localizados a  $65^\circ$  con respecto al eje de la pila en dirección al flujo. Al aumentar la velocidad en el flujo, se generan vórtices al frente de la pila denominados de herradura y éstos al conservarse originan una socavación máxima. El material producto de dicha socavación es arrastrado aguas abajo hacia una zona de depósito. Detrás de la pila circular se forma una estela, en la cual se generan vórtices denominados de Von Kármán.





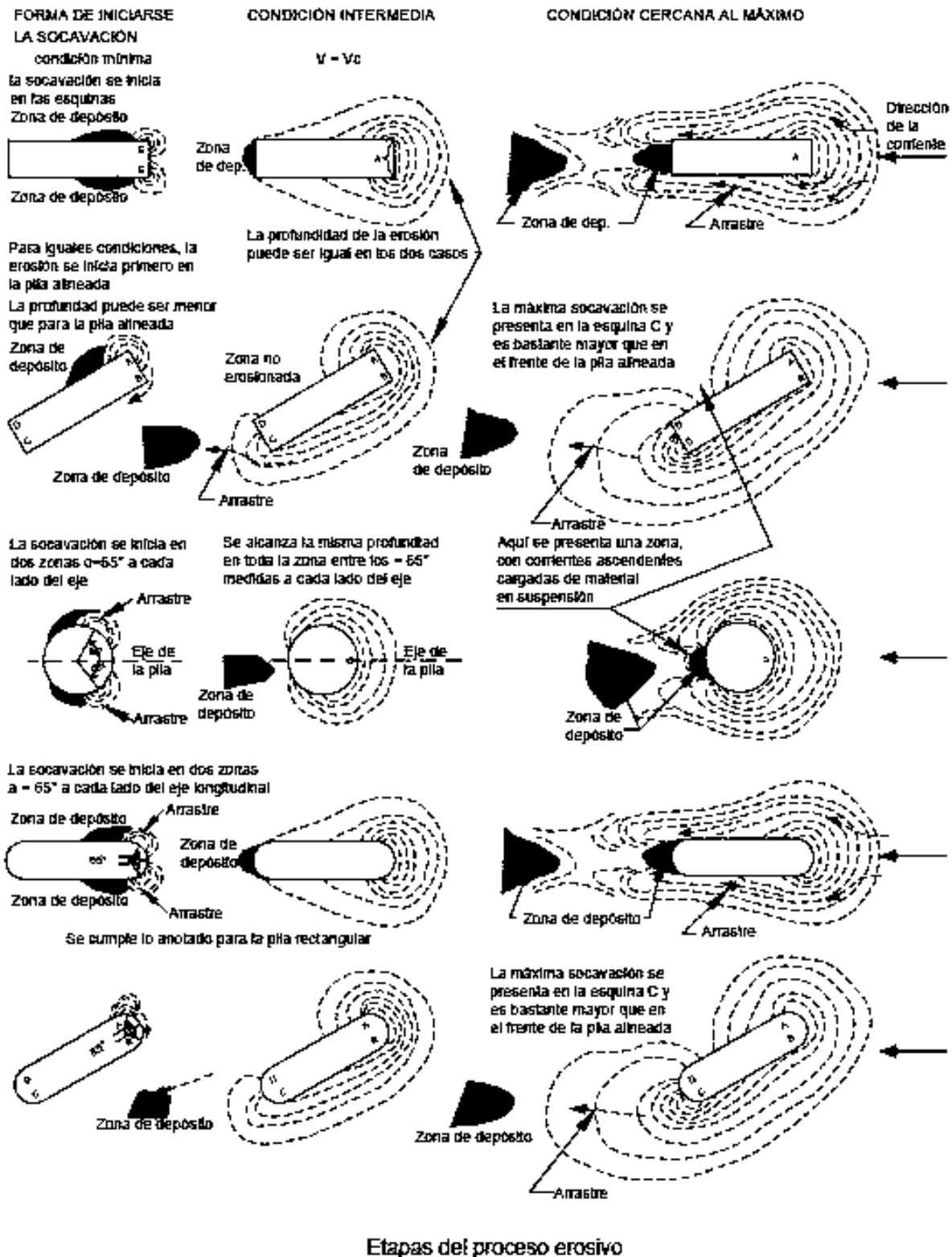


Figura 2.5 Etapas del proceso de socavación.

## 2.5 MECÁNICA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN

Para entender adecuadamente la mecánica del fenómeno de socavación, y para fines de este trabajo se estudiara un poco la hidrodinámica, que estudia las diferentes variables del flujo del agua y, el transporte de sedimentos, que se encarga de definir el comportamiento y las características del suelo.

### 2.5.1 HIDRODINÁMICA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN

A través de los diversos estudios realizados sobre el fenómeno de socavación, se ha encontrado que en éste intervienen los siguientes factores:

#### 2.5.1.1 TIPOS DE FLUJO

Los tipos de flujo se pueden clasificar en permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional, bidimensional o unidimensional; incompresible o compresible; rotacional o irrotacional; laminar o turbulento; etc. Cabe destacar que ésta no es la única clasificación, pero para la ingeniería hidráulica es la más importante.

Para fines del estudio se tomará en cuenta la clasificación del flujo laminar o turbulento, ya que ésta depende de la viscosidad y velocidad del fluido, así como de las dimensiones y características físicas del sólido involucrado. Teniendo como característica principal del flujo laminar un movimiento de sus partículas en trayectorias separadas bien definidas, en cambio en el flujo turbulento las partículas se mueven en trayectorias completamente irregulares y no tienen un orden determinado (Figura 2.6).

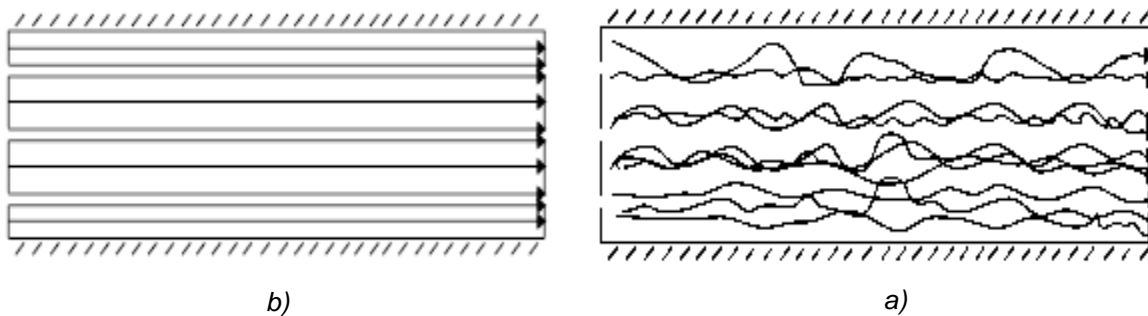


Figura 3.6 a) Esquema del Flujo Laminar; b) Esquema del Flujo Turbulento.



Una de las formas para diferenciar el flujo laminar del turbulento, es obteniendo un parámetro adimensional, denominado número de Reynolds definiéndose como la relación entre los efectos de inercia y de viscosidad, establecida como:

$$R_e = \frac{V_0 L}{\nu} \quad (2.1)$$

Dónde:  $V_0$  es la velocidad media;  $L$  es la longitud característica;  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido.

Según los distintos investigadores, no existe un límite bien definido en los valores del número de Reynolds para diferenciar los flujos, ya que son muchas las variables que intervienen, se acepta que cuando  $R_e > 2300$  el flujo suele ser turbulento y para  $R_e < 2300$  el flujo es laminar.

### 2.5.1.2 CAPA LÍMITE

En los fluidos viscosos, las partículas que viajan cerca de las fronteras sólidas y en contacto con las mismas, tienden a disminuir su velocidad hasta casi cero, como consecuencia de los efectos de la viscosidad; este cambio de gradiente provoca que cerca de la frontera sólida el flujo tenga una velocidad menor formando una zona denominada capa límite.

En el interior de la capa límite tanto las fuerzas viscosas como las inerciales son importantes, esto hace que el número de Reynolds resulte significativo para caracterizar los flujos de la capa límite. Dentro de la capa límite el flujo puede ser laminar o turbulento.

#### ❖ *Descripción física*

Tomando en cuenta una lámina plana colocada en un flujo uniforme, paralela a la dirección de la velocidad, en donde el fluido que circula en la vecindad de la lámina resulta frenado por ella debido a la fuerza de la fricción viscosa, este efecto produce la capa límite, y su espesor va creciendo hacia aguas abajo, porque un número cada vez mayor de capas del fluido son frenadas por las capas vecinas (Figura 2.7).

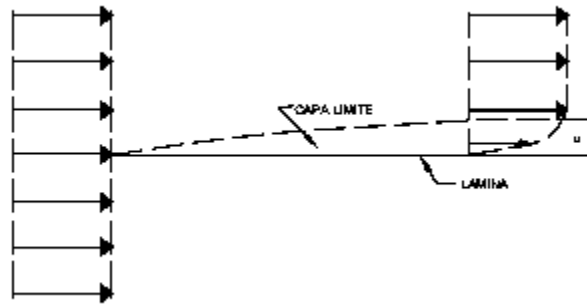


Figura 2.7 Descripción física de la Capa Límite.

#### ❖ *Separación de la capa límite y formación de estela*

Cuando se tiene una superficie curva, se produce la llamada separación de la capa límite en la zona de aguas abajo del obstáculo.

Considerando el caso de un flujo real y bien observado alrededor de un obstáculo de forma cilíndrica, en la zona aguas arriba de éste las líneas de corriente presentan una disposición lineal de una manera muy precisa como si el flujo fuese ideal. Sin embargo en las inmediaciones del cilindro, cara aguas arriba, se forma la capa límite, esto es, la zona delgada antes descrita en la cual la viscosidad sí se hace sentir. Esta capa límite va creciendo en espesor y en el tramo A-B (Figura 3.9) se mueve de acuerdo con el gradiente de presión, esto es, desde A, donde la presión es mayor hasta B, donde es menor; del punto B al D la presión vuelve a aumentar en el flujo circundante por lo que el fluido en la capa límite se desacelera, la velocidad disminuye cerca de la pared y se obtienen unos perfiles de velocidad como en la zona del punto C, donde incluso se produce una inversión completa de la velocidad. Esto significa que se genera una contracorriente local, la cual, combinada con el movimiento general aguas abajo, genera un vórtice o torbellino. Este vórtice se separa de la pared y es arrastrado en la estela más o menos turbulenta que se forma detrás del cuerpo. Debido a estos fenómenos, es claro que no se puede hablar de capa límite cerca de la pared del cuerpo en el tramo C-D, ya que ésta se separó del cuerpo en la zona del punto C, siendo barrida hacia aguas abajo, constituyendo más o menos una frontera entre la zona potencial del flujo y la estela propiamente dicha, y desvaneciéndose rápidamente al alejarse del cuerpo. La región que parte del punto C hacia aguas abajo se denomina estela (Figura 2.8).

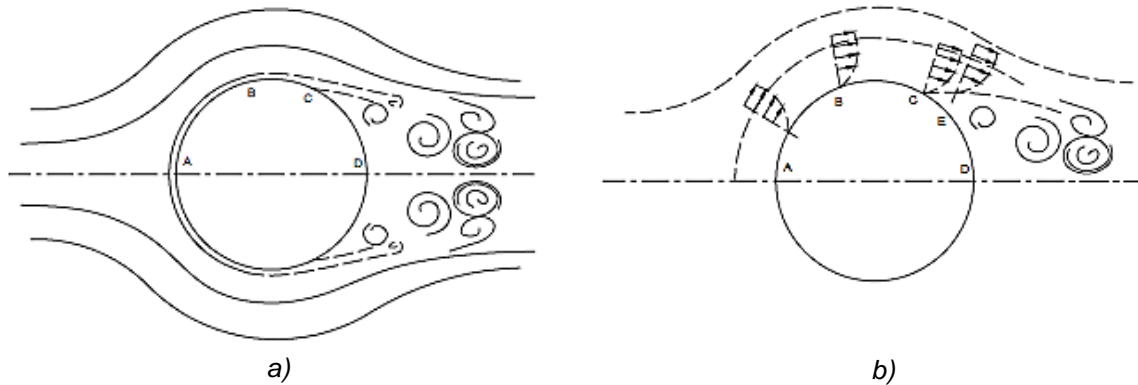


Figura 2.8 a) Separación de la capa límite; b) Formación de la estela.

En una capa límite laminar el gradiente de presión adverso genera una separación más rápida que en una capa límite turbulenta, esto se debe a que la cantidad de movimiento es más pequeña en la capa laminar. La separación de la capa límite turbulenta se retarda debido a que existe una transición de capa límite laminar a turbulenta antes de su punto de separación, por un aumento de energía cinética y de cantidad de movimiento cerca de la frontera.

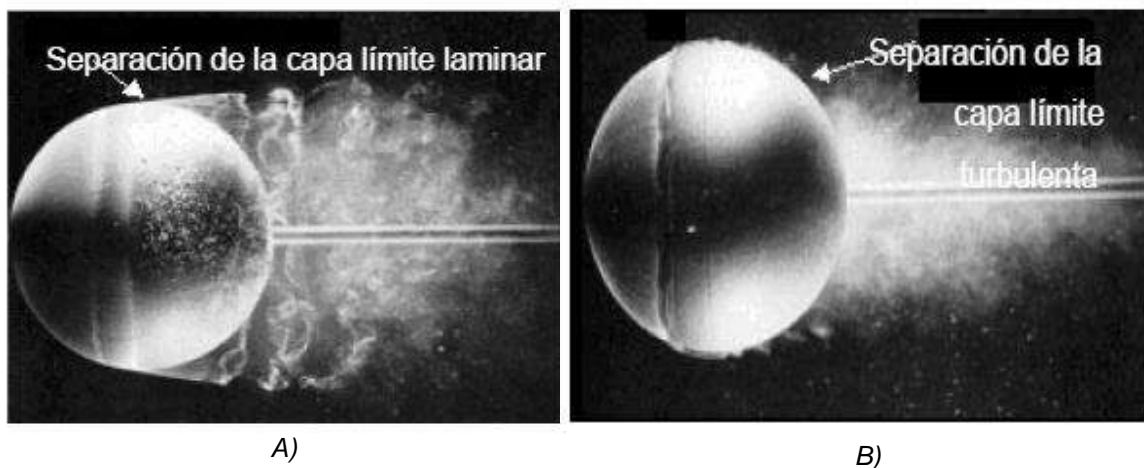


Figura 2.9 Separación de la capa límite laminar, b) Separación de la capa límite turbulenta.

En la figura 2.9 en inciso A, se representa la separación de la capa límite laminar de una esfera de superficie lisa formando una estela muy grande, lo que trae como consecuencia un arrastre de presión de gran magnitud. En el inciso B se presenta la misma esfera tomando en cuenta que se le colocó un arillo metálico en su cara aguas arriba provocándole una rugosidad y teniendo como resultado una transición temprana al flujo turbulento dentro de la capa límite, ocasionando una separación retardada, se puede apreciar que la estela se reduce sustancialmente en tamaño.

Por lo anterior, en muchos casos deliberadamente se provoca este efecto; por ejemplo las oquedades de la pelota de golf, el recubrimiento de fieltro en la pelota de tenis, que provocan una resistencia aerodinámica que da como consecuencia una capa límite turbulenta, que en conjunto con el flujo en general deriva en un coeficiente de resistencia aerodinámica menor, como se muestra en la figura 2.10.

Para las pelotas de distintos deportes que utilizan la transición de capa límite laminar a turbulenta, la relación que existe entre las velocidades que alcanzan y sus distintos diámetros tienen valores semejantes, como se muestra en la tabla 2.1, la mayoría de estos partidos son jugados con valores del número de Reynolds del orden de  $2 \times 10^5$ .

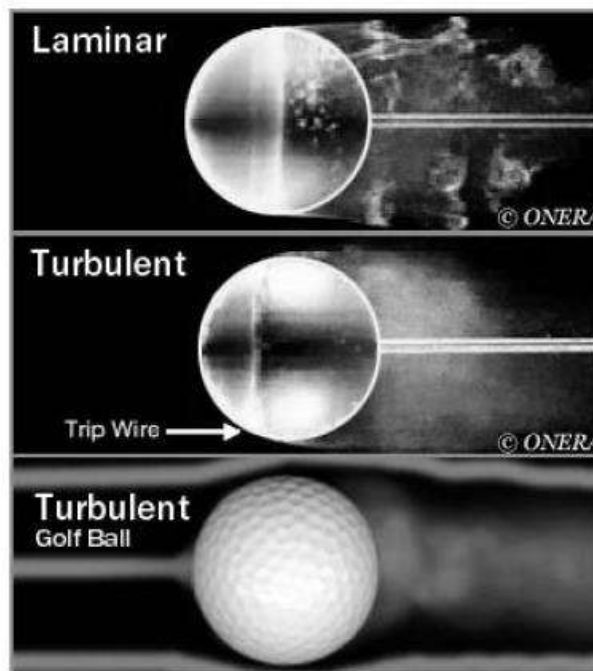


Figura 2.10. Resistencia aerodinámica del flujo de una bola de golf.

Tabla 2.1 Relación de la velocidad con distintas pelotas.

Re= 200000				
Pelota	Vo(mph)	Vo(cm/s)	D(cm)	VoD(cm <sup>2</sup> /s)
Golf	160	7160	4.3	30788
Baseball	95	4250	7.5	31875
Softball	75	3350	9.4	31490
Soccer	35	1560	19	29640
Tennis	110	4920	6.4	31488
Cricket	100	4470	6.8	30396

### 2.5.1.3 VÓRTICES DE VON KÁRMÁN

Los vórtices de Von Kármán son los que se forman detrás del punto de separación de la capa límite y viajan dentro de la estela. Inicialmente, se forman en la región separada un par de vórtices, como se muestra en la figura 2.11 inciso A; estos vórtices actúan como “rodillos aerodinámicos” sobre los que fluye la corriente principal. Uno de los vórtices se alejará en primer lugar, y se diluirá aguas abajo en la estela, después de lo cual otro vórtice comenzará a crecer en su lugar, posteriormente el segundo vórtice formado se alejará, y así se inicia un proceso en que los vórtices se alejan alternadamente desde el cilindro y se mueven hacia aguas abajo, como se indica en la figura 2.11 inciso B. La disposición de estos vórtices se llama calle de vórtices de Von Kármán, quien demostró que para la estabilidad de ésta disposición de vórtices, la configuración debe de tener una geometría, tal que:

$$\frac{h}{l} = 0.281 \quad (R.6)$$

Donde  $h$  y  $l$  son dimensiones que se indican en la figura 2.11.

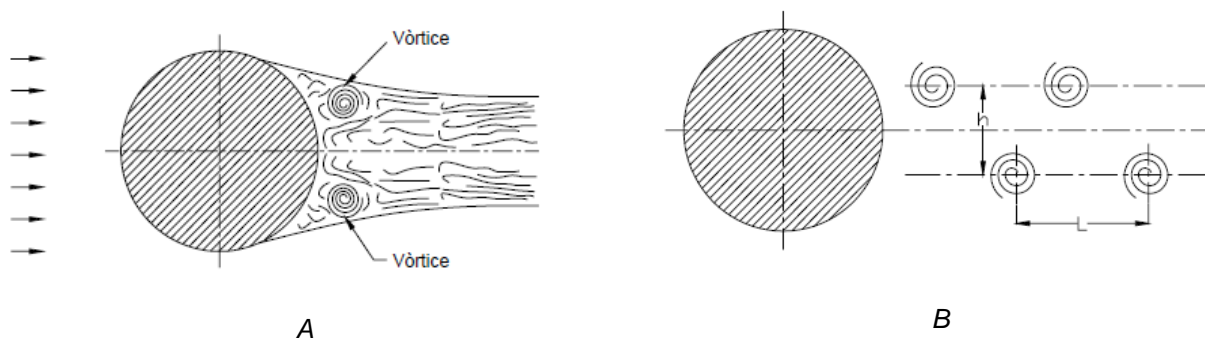


Figura 2.1 Inicio de la formación de vórtices de Von Kármán.



La calle de vórtices se mueve hacia aguas abajo con una velocidad más pequeña que la velocidad de la corriente principal tal y como se observa en la figura 2.12.

Dentro del intervalo  $5 < Re < 50$ , la zona de separación encierra un vórtice localizado en la parte posterior del cilindro, seguido de una capa ondulada de vorticidad. Las modificaciones (aguas abajo del cilindro) que por la presencia de éste sufre el flujo, se conocen como la estela del cuerpo; es laminar si está comprendida en el intervalo de números de Reynolds ( $60 < Re < 5000$ ), las ondas en la estela se incrementan en amplitud y se desprenden formando dos líneas de vórtices alternados, que tienen un movimiento oscilante de un lado al otro.

Para números de Reynolds mayores de 5000 la estela se puede considerar completamente turbulenta, aunque la capa límite sobre la porción anterior del cilindro permanezca laminar.

A continuación se muestran algunos ejemplos de la formación de vórtices con diferentes números de Reynolds.

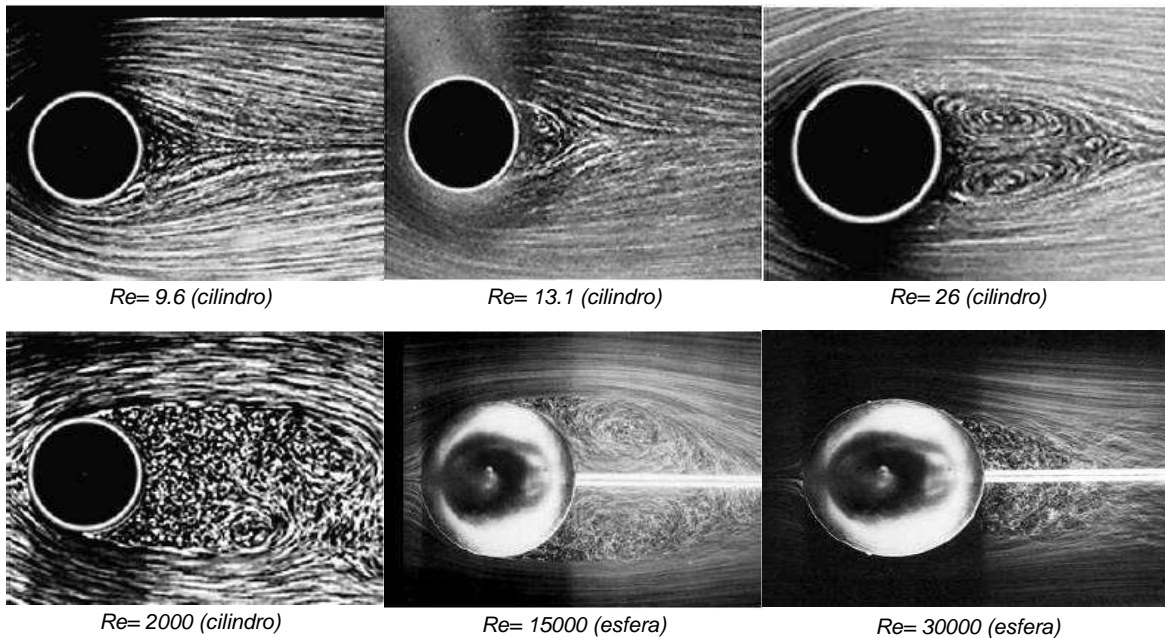


Figura 2.13 Ejemplos de formación de vórtices con diferentes Reynolds.



## **2.5.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS**

Los sedimentos en los cauces naturales están constituidos por una gran variedad de partículas de distintos tamaños, forma y densidad. Por su resistencia a ser arrastrados y su comportamiento al ser transportados por la corriente de agua se dividen principalmente en dos clases: cohesivos y no cohesivos.

Los sedimentos cohesivos son lo que están formados por partículas muy finas (principalmente arcillas), que se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual es considerablemente mayor que el peso de cada grano y es la que se opone a las fuerzas de arrastre y sustentación causadas por el flujo; cuando esta fuerza es superada, las partículas son desprendidas o levantadas y son transportadas en suspensión.

Los sedimentos no cohesivos o friccionantes están formados por material granular de grano grueso o partículas sueltas (gravas y arenas), en este tipo de materiales la fuerza de gravedad predomina sobre cualquier otra, por ello este tipo de partículas tienen un comportamiento similar. Por todo lo anterior el empuje que debe ejercer un flujo de agua para mover tales partículas está en función del peso de cada una de ellas.

### **2.5.2.1 PRINCIPIO DE MOVIMIENTO DE LA PARTÍCULA**

En problemas relacionados con el transporte de sedimentos, interesa conocer las condiciones bajo las cuales una corriente de agua es capaz de iniciar el movimiento o acarreo del material que constituye el fondo del cauce por el que escurre. Para establecer dichas condiciones hay que comparar el esfuerzo cortante que el escurrimiento del agua produce en el lecho con el esfuerzo cortante crítico del material, o sea con el esfuerzo cortante máximo que las partículas del cauce pueden resistir sin ser arrastradas o transportadas por el agua. Cuando este valor es superado empieza el movimiento de la partícula.

La observación de este movimiento es difícil en la naturaleza, por lo que los datos más confiables y disponibles son los obtenidos a través de pruebas de laboratorio.

Este principio es difícil de definir. Esta dificultad es consecuencia de que el fenómeno es aleatorio en tiempo y espacio. Cuando la fuerza cortante está cerca de su valor crítico, es posible observar algunas partículas en movimiento sobre el lecho. Kramer (1965) ha definido tres tipos de movimiento de partícula.



1. *Movimiento débil.*- Solamente unas pocas partículas están en movimiento apenas perceptible, el cual se da en menos de un centímetro cuadrado.
2. *Movimiento mediano.*- Las partículas comienzan a desplazarse en un movimiento que no es tan local, pero la superficie continúa siendo plana.
3. *Movimiento general.*- El movimiento es constante en todos los sectores del lecho en todo el tiempo.

Al llevarse a cabo diversos estudios de socavación local al pie de pilas y mediante la observación se ha encontrado que intervienen tres factores principales: el suelo, el flujo y la pila. Cuando el lecho de la corriente está compuesto por un suelo friccionante, toma gran importancia la granulometría, debido a que las partículas pequeñas son arrastradas con mayor facilidad por el flujo, y el peso específico del material porque a menor peso la turbulencia lo mueve más fácilmente.

Al convertirse la pila en un obstáculo se genera un cambio en las condiciones hidráulicas en la sección, lo que provoca que al chocar el flujo con la parte aguas arriba de la pila, éste se desvíe hacia el fondo del cauce originando el vórtice de herradura y ocasionándose una socavación al pie de la pila.

Existen diversos métodos para determinar la velocidad de inicio del movimiento del material de fondo, tales como: Criterio de Lischtvan - Lebediev, Criterio de Goncharov, Ecuación de Maza-García, Ecuación de Nell, Ecuación de Garde, entre otros. Todos estos criterios se basan principalmente en un diámetro característico de las partículas que constituyen el cauce, así como en su peso específico.

Tomando en cuenta lo antes mencionado y los principios que rigen el comportamiento de una pelota de golf, se formuló la siguiente hipótesis: “Empleando rugosidad artificial en la superficie de la pila, se disipa y desvía la energía del flujo de la corriente y la capa límite que se presenta alrededor de ella se convierte de laminar a turbulenta, lo que disminuyen la estela y los vórtices de von Kármán y, por tanto, la profundidad y el volumen del foso de socavación”. Para comprobar esta hipótesis, en el Capítulo 6 de esta tesis se describirá el segundo modelo físico que consiste en probar ocho pilas circulares con diferentes rugosidades para determinar cuál de estas rugosidades tiene un efecto importante en la disminución de la socavación local en pilas.



## 2.6 MÉTODOS Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE LA SOCAVACIÓN

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 altas, 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 que se presentará en las pilas del puente.

Las medidas de protección se usan para controlar, demorar, minimizar o monitorear problemas de estabilidad de cauces y puentes. La solución al problema de socavación de un puente debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originan, es muy importante entender también cuáles son los factores que la causan y cuantificar su profundidad máxima.

Para determinar la protección y poder seleccionar la medida más adecuada, se tiene que prever los efectos negativos que pueda tener la adopción de alguna de las alternativas de solución al problema de socavación sobre el cauce o sobre el mismo puente.

Las medidas hidráulicas de protección son todas las que se diseñan y construyen para modificar las líneas de corriente o resistir las fuerzas erosivas del flujo en un cauce. Muchas de estas medidas de control se consideran temporales, pues tarde o temprano el flujo de agua las destruye total o parcialmente, pero entre tanto, han protegido a la estructura y permitido que el puente siga en operación hasta que se construyan medidas estructurales más permanentes.

El monitoreo de las mismas se requiere durante crecientes para verificar su comportamiento. El principal objetivo de estas medidas es proteger la estructura principal contra socavación durante crecientes a costa de su propio daño, por lo que si sufren algún deterioro deben someterse a reparaciones posteriores, lo que siempre resulta más barato y fácil que reparar un puente.

### 2.6.1 TIPOS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN

Existen muchas medidas de protección contra socavación en pilas y estribos que se ha estado utilizando en la actualidad, como son los siguientes:

- Revestimientos con enrocados, bolsas rellenas, gaviones, pentápodos.
- Pilas auxiliares y pantallas aguas arriba.
- Pantallas estabilizadoras.
- Diques de encauzamiento.



*Figura 2.14 Ejemplo de Obra de Protección a base de enrocado y gaviones*

Para nuestro trabajo se someterán las medidas de protección que se mencionaron en el primer capítulo para nuestro prototipo del Río San Juan.

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:

### **2.6.2 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 en 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.

El método empleado para calcular la socavación y el diseño del enrocado alrededor de la estructura es es siguiente:

### 2.6.2.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ

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

$$D_m = \frac{135V}{\frac{1}{\gamma_s(h^{2+h} - 0.15V)}} \quad (2.2)$$

Dónde:  $D_m$  es el diámetro medio de la roca (m);  $V$  es la velocidad media del flujo (m/s);  $h$  es la profundidad del flujo (m);  $\gamma_s$  es el peso específico del material de protección ( $\text{kg/m}^3$ ).

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 la figura 2.15 y figura 2.16.

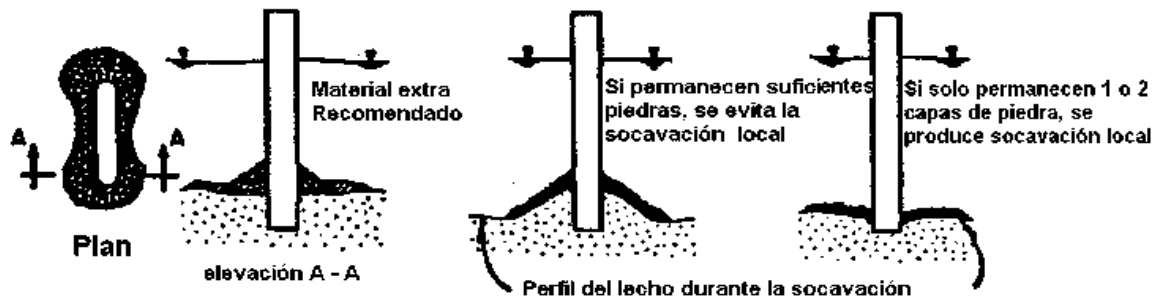


Figura 2.15. Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes.

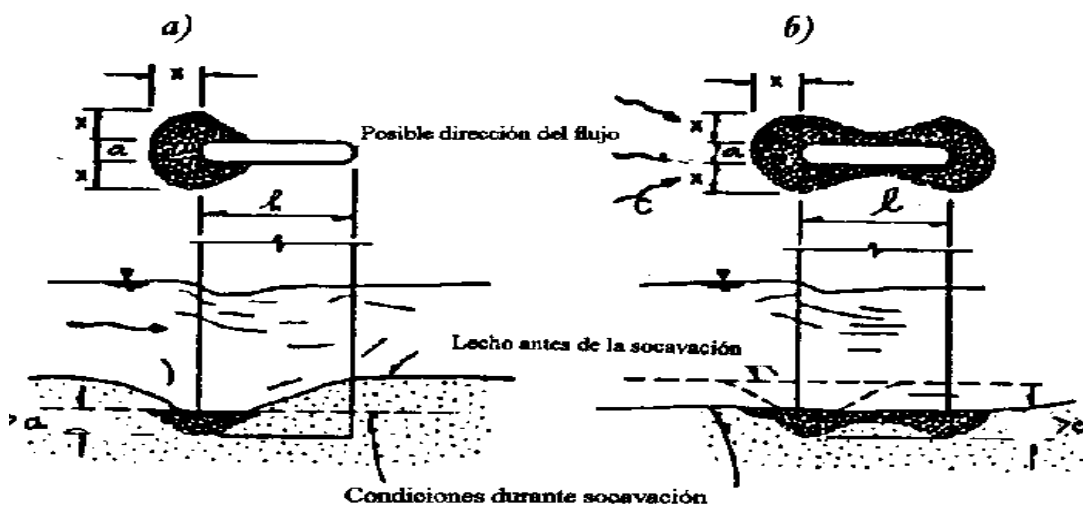


Figura 2.16 Enrocado como protección de pilas de puentes. a) Condición antes de la socavación; b) Condición durante la socavación



De la figura 2.16 *el hueco indica: a) que la socavación es local o b) que existe socavación por contracción y local.*

Dónde: a es el ángulo de ataque nulo; b es el ángulo de ataque variable; X es la distancia que depende del ángulo de reposo del material durante la construcción.

### 2.6.2.2 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:

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)} \quad (2.3)$$

Dónde:  $D_{50}$  es el diámetro medio de la roca (m);  $K$  es el coeficiente de la forma de la pila;  $K = 1.5$  Para pila con nariz redondeada;  $K = 1.7$  para la pila con nariz rectangular;  $V$  es la velocidad del flujo sobre la pila;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $G_s$  es la 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 ( $V_m = Q/A$ ) 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  $D_{50}$  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 y medio el  $D_{50}$  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, 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 2.17). Si el ángulo de ataque del flujo excede de  $15^\circ$ , debe considerarse el ancho proyectado de la pila (Figura 2.18). Al mismo tiempo, el espesor del enrocado debe ser al menos de dos veces el  $D_{50}$  e instalado de forma que la parte superior quede al ras con el lecho del río.

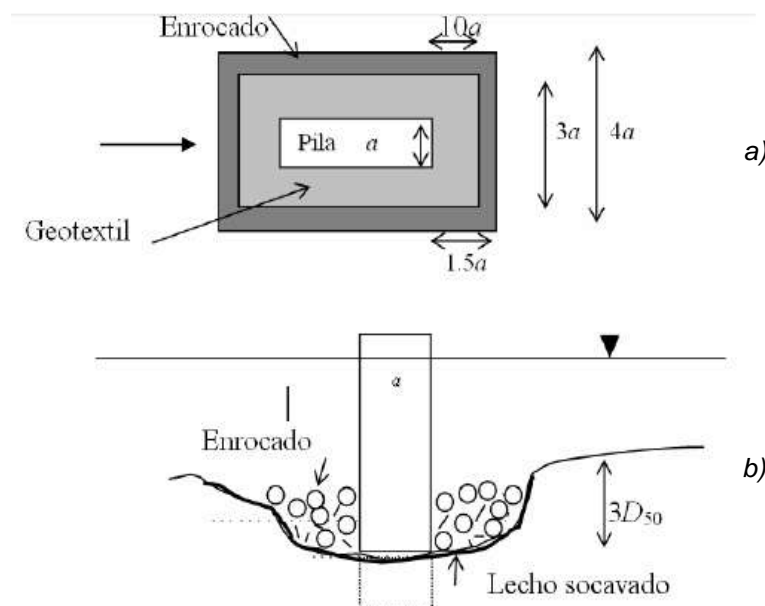


Figura 2.17 Enrocado colocado en excavación previamente hecha, a) Planta ( $\varnothing=0^\circ$ ), b) Sección transversal. SAFL. 1998

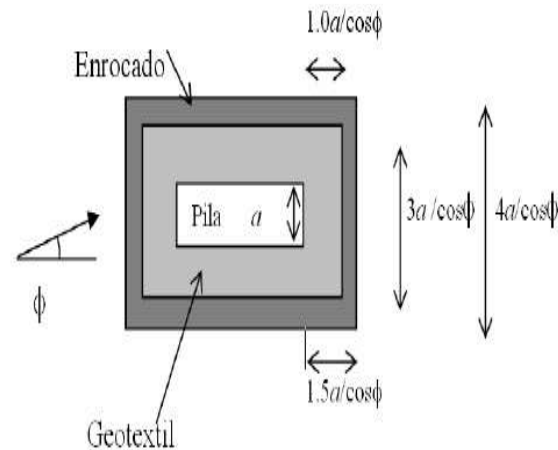


Figura 2.18 Enrocado colocado en excavación previamente hecha, ( $\phi \geq 15$ )

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 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 cuatro veces el D50 con una extensión de dos 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 2.19). Si el ángulo de ataque excede de  $15^\circ$ , debe considerarse el ancho proyectado de la pila (Figura 2.20). El espesor del enrocado debe ser al menos de  $3D_{50}$ , 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. (SAFL, 1998).

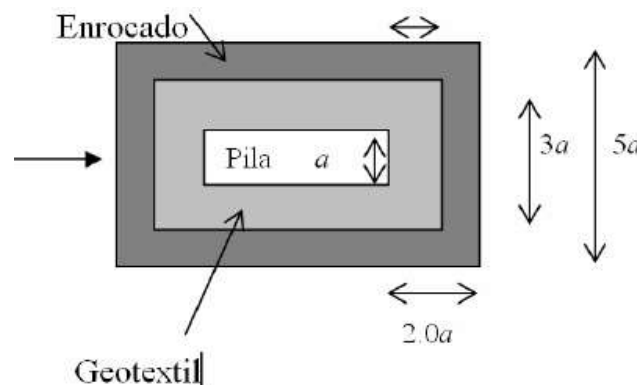


Figura 2.19 Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\phi = 0^\circ$ ).

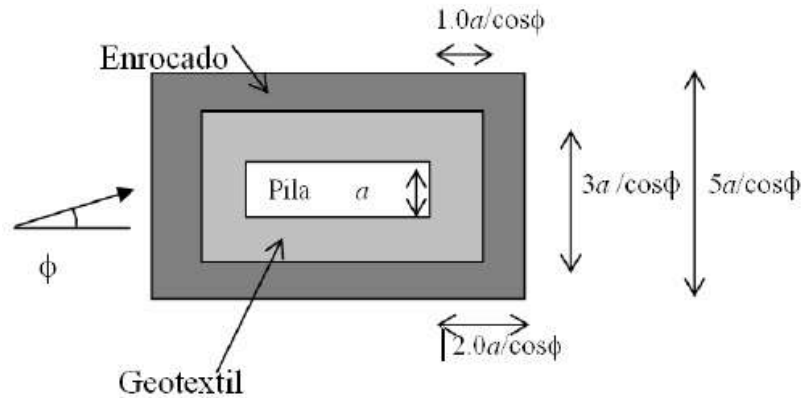


Figura 2.20 Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ( $\phi \geq 15^\circ$ ). SAFL, 1998.

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.

### 2.6.3 PANTALLAS AGUAS ARRIBA

Este tipo de protección fue propuesto por Levi-Luna (Maza, 1987). Consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila del mismo ancho, tal como se indica en la figura 3.24. 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 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.

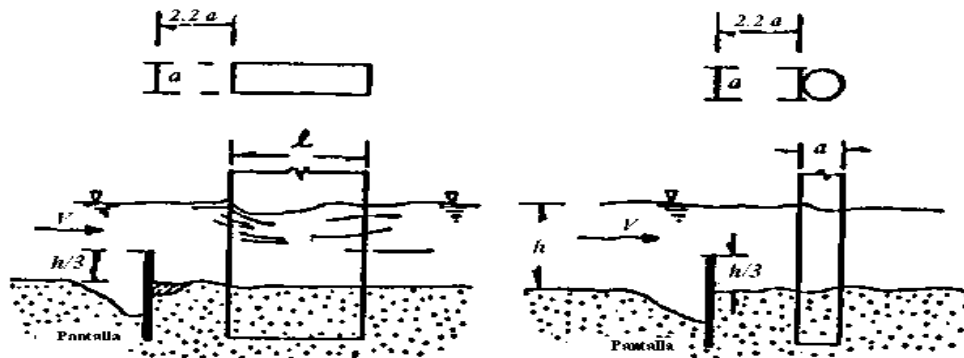


Figura 2.21 Protección de pilas con pantallas.

### 2.6.4 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 los 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 en conjunto son capaces 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, 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).



Figura 2.22 Revestimiento del lecho con bloques de protección. a) Bloque único fundido in situ; b) Bloque formado por varias unidades.



## 2.6.5 PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS

### 2.6.5.1 ENROCADO, MÉTODO PROPUESTO: HEC-18 (1993).

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

$$D50 = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right) \quad (2.4)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.5)$$

Dónde:  $D50$  es el diámetro medio de la roca (m);  $K$  es el 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);  $V$  es la velocidad media del flujo en la sección contraída del puente (m/s);  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ );  $G_s$  es la densidad relativa de la roca, usualmente 2.65;  $Fr$  es el número de Froude, ( $Fr > 0.8$ ).

$$D50 = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right)^{0.14} \quad (2.6)$$

Dónde:  $K=0.61$  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 es la 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 2.23 ilustra la extensión del enrocado alrededor del estribo. El espesor del enrocado no debe ser inferior al tamaño dado por 1.5 del  $D50$  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.

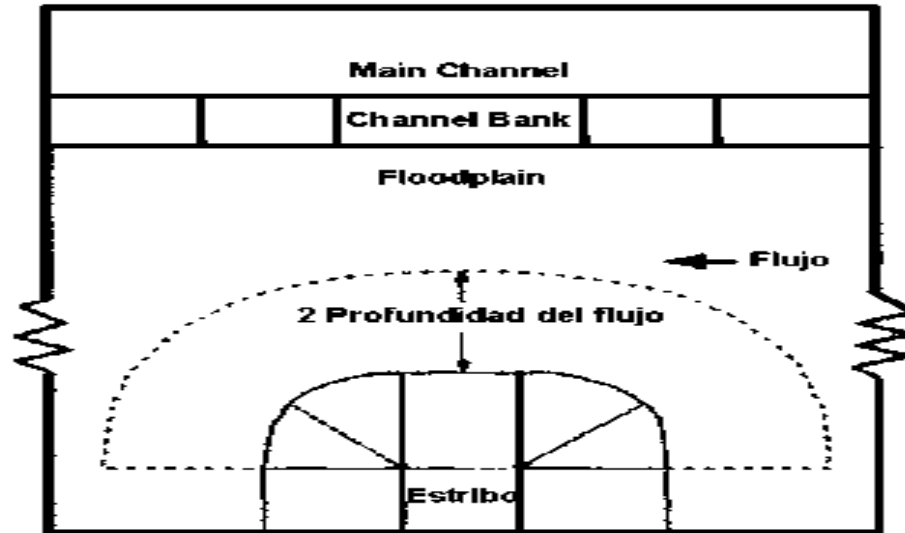


Figura 2.23 Enrocado de protección al pie de estribos.

### 2.6.5.2 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.

### 2.6.5.3 ECUACIONES DE DISEÑO

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

$$y = \frac{y_0}{x_0} (2x_0x - x^2)^{0.5} \quad (2.7)$$

Dónde:  $x_0$  y  $y_0$  son los semiejes de la elipse en las direcciones (x,y) y respectivamente. El sistema de ejes cartesianos que se utiliza como referencia tiene su origen en el centro del extremo del estribo. El eje 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. Figuras 2.24 y 2.25.

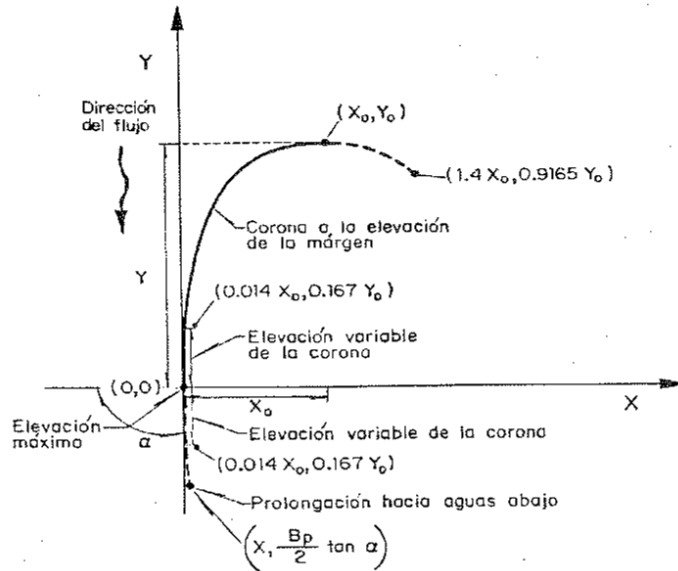


Figura 2.24 Geometría y elevación de la cresta de un dique de encauzamiento.

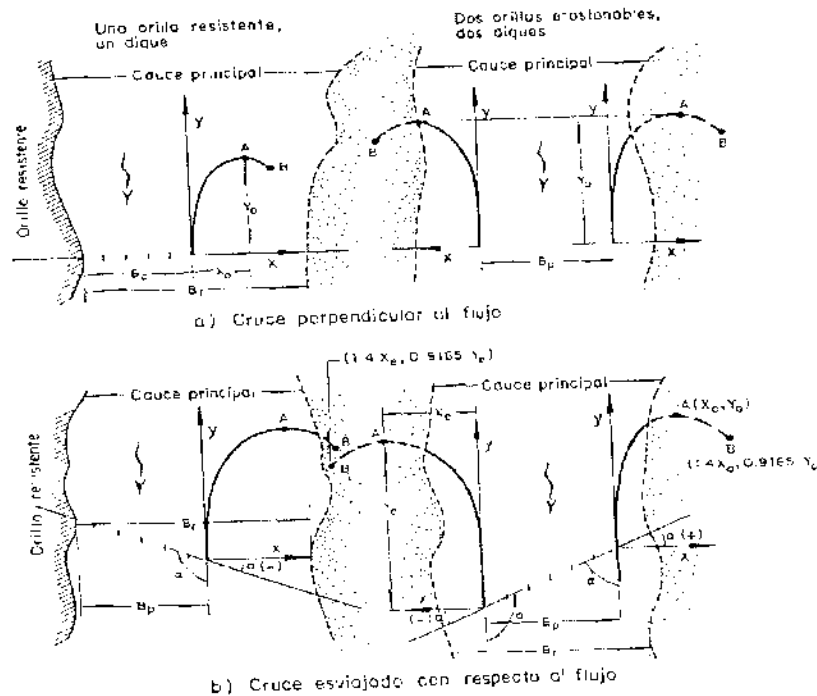


Figura 2.25 Esquemas de diques de encauzamiento en un río con márgenes erosionables.



Las longitudes  $x_o$  y  $y_o$  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.*

- a) 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.
- b) Si únicamente se requiere un dique de encauzamiento,  $x_o$  y  $y_o$  se determinan mediante las ecuaciones:

$$x_o = Ba \left( 1 - \frac{Ba}{Br} \right) \quad (2.8)$$

$$y_o = Ba [0.05] \left( \frac{Ba}{Br} \right)^{-1} + 1.2 + 0.3 \left( \frac{Ba}{Br} \right) - 1.85 \left( \frac{Ba}{Br} \right)^2 \quad (2.9)$$

Dónde:  $Ba$  es la longitud del acceso o sea la distancia entre el estribo y la orilla del cauce principal;  $Br$  es el ancho del cauce principal del río en la zona del cruce.

- c) Si se requieren dos diques de encauzamiento, porque en ambas márgenes el acceso y estribo están dentro del cauce,  $x_o$  y  $y_o$  se calculan con las expresiones

$$x_o = 0.75Bp \left[ 1 - \frac{Bp}{Br} \right] \quad (2.10)$$

$$y_o = Bp \left[ 2 - 3.2 \frac{Bp}{Br} + 1.25 \left( \frac{Bp}{Br} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

Dónde:  $Bp$  es el claro total del puente.

Los diques de encauzamiento son iguales; es decir, tienen la misma  $x_o$  y  $y_o$ , independientemente de la longitud de cada acceso.

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



- d) 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:

$$x_0 = 0.6Bp \quad (2.12)$$

$$y_0 = Bp \quad (2.13)$$

- e) 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:

$$x_0 = 0.5Bp \quad (2.12)$$

$$y_0 = 1.1Bp \quad (2.13)$$

#### 2.6.5.4 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 del punto dos incisos a y b anteriormente mencionado, 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  $(1.4 x_0, 0.9165 y_0)$ . 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  $70^\circ$ .



- 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  $(1.4 x_0, 0.9165 y_0)$ , figura 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.
- 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:

$$xe = x_0 \left( 1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \quad (2.14)$$

$$ye = y_0 \left( 1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \quad (2.15)$$

Dónde:  $\alpha$  es el ángulo que se forma entre el eje del cruce y una línea perpendicular a la dirección deseada del flujo. Los valores de  $x_0, y_0$  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  $x_0$  y  $y_0$  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 debe 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).

- a) 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  $(0.014x_0, 0.167y_0)$  donde alcanza la elevación de la margen. El resto del dique conserva esta última elevación. Al seguir esta recomendación se reduce la erosión al pie del dique, cuando en avenidas el agua llega a pasar sobre él.
- b) 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).



- c) 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 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:

$$y = -0.5 \frac{Bp}{\tan \alpha} \quad (2.16)$$

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.

### **2.6.6 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 de un 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 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.
- 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.

## 2.7 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.

### 2.7.1 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 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 que estamos en este campo de estudio.



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 muy 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 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 manejemos debidamente el análisis dimensional y podamos interpretar la mecánica del flujo en el modelo, los resultados obtenidos serán representativos para las condiciones del prototipo.

### ***2.7.2 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 requieran. En la actualidad, 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 y la nueva tecnología de vanguardia, permiten medir con un alto grado de exactitud los niveles de agua, temperatura, humedad, salinidad, fuerzas de impacto, etc. Los modelos físicos pueden ser construidos 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.

### **2.7.3 TEORÍAS DE LA SIMILITUD**

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

#### **2.7.3.1 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:

$$\frac{X_p}{X_m} = \frac{H_p}{H_m} = \frac{P_p}{P_m} = \text{Constante} \quad (2.17)$$

En forma general:

$$\frac{L_p}{L_m} = \text{constante} \quad (2.18)$$

Dónde:  $L_p$  es la longitud del prototipo;  $L_m$  es la longitud, correspondiente, del modelo.

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

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (2.19)$$



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:

$$({})e = \frac{({})p}{({})m} \quad (2.20)$$

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 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:

$$Xe > Ye \quad (2.21)$$

Y el cociente es el grado de distorsión del modelo:

$$\Delta = \frac{Xe}{Ye} \quad (2.22)$$

### 2.7.3.2 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:

$$\frac{Vp}{Vm} = Ve \quad (2.23)$$

$$\frac{ap}{am} = ae \quad (2.24)$$

Dónde:  $Vp$  es la velocidad en el prototipo;  $Vm$  es la velocidad, correspondiente, en el modelo;  $Ve$  es la escala de velocidades;  $ap$  es la aceleración en el prototipo;  $am$  es la aceleración, correspondiente, en el modelo;  $ae$  es la escala de aceleraciones.

### 2.7.3.3 SIMILITUD DINÁMICA

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

$$\frac{Fp}{Fm} = Fe \quad (2.25)$$

Dónde:  $Fp$  es la fuerza en el prototipo;  $Fm$  es la fuerza en el modelo;  $Fe$  es la escala de fuerza.

Nota: Es necesario determinar qué tipo de fuerzas actúan.



## 2.7.4 LEYES DE SEMEJANZA

### 2.7.4.1.- 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:

$$F_p = F_m \quad (2.26)$$

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

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} \quad (2.27)$$

Haciendo operaciones algebraicas se llega a:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{g_p}{g_m} \left( \frac{L_p}{L_m} \right) \quad (2.28)$$

Sustituyendo el concepto de escala:

$$V_e = \sqrt{L_e} (\sqrt{g_e}) \quad (2.29)$$

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

$$V_e = L_e^{1/2} \quad (2.30)$$

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:

$$Q = AV \quad (2.31)$$

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

$$Q_p = A_p V_p \quad (2.32)$$

$$Q_m = A_m V_m \quad (2.33)$$

Dividiendo miembro a miembro la ecuación (2.32) entre la ecuación (2.33) resulta:



$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{A_p V_p}{A_m V_m} \quad (2.34)$$

Introduciendo el concepto de escala se obtiene:

$$Q_e = A_e V_e \quad (2.35)$$

Dónde:

$$A_e = L_e^2 \quad (2.36)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.30) y (2.36), en la (2.35) se llega a la expresión de la escala de gastos de la similitud de Froude:

$$Q_e = A_e V_e = L_e^2 L_e^1 = L_e^3 \quad (2.37)$$

$$Q_e = L_e^{5/2} \quad (2.38)$$

#### **2.7.4.2 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:

$$X_e > Y_e \quad (2.39)$$

El cociente:

$$\frac{X_e}{Y_e} = \Delta \quad (2.40)$$

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  $\Delta$  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).



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.

#### **2.7.4.3 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:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (2.41)$$

Dónde:  $Y$  es una magnitud lineal vertical característica.

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

$$Ve = Ye^{1/2} \quad (2.42)$$

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

*Escala de Gastos:*

Por definición:

$$Qe = Ae Ve \quad (2.35)$$

Dónde:

$$Ae = XeYe \quad (2.43)$$

Sustituyendo la ecuación (2.42) en la ecuación (2.43) y haciendo operaciones algebraicas se obtiene la escala de gastos para modelos distorsionados:

$$Qe = XeYe^{3/2} \quad (2.44)$$



#### **2.7.4.4 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.



Tabla 2.2 Escalas de similitud de Froude y Reynolds.

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	$\gamma_e Le^3$	$\frac{\mu_e^2}{\rho_e}$
Presión	$Le\gamma_e$	$\frac{\mu_e^2}{Le^2 \rho_e}$
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	$Le^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$	$\frac{\mu_e^3}{Le\rho_e^2}$

Notas:

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

$$\rho_e = \gamma_e = \mu_e = 1 \quad (2.45)$$

2. Cuando:

$$g_e = 1, \frac{\gamma_e}{\rho_e} = 1 \quad (2.46)$$



Los valores de las escalas para la condición de Froude en modelos distorsionados se presentan en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Escalas de Similitud de Froude para 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	$X_e g_e (y_e)^{3/2}$
Masa	$Y_e \rho X_e^2$
Fuerza	$X_e \gamma Y_e^2$
Presión	$\gamma Y_e$
Energía y Trabajo	$\gamma Y_e X_e^2$
Potencia	$\gamma X_e g_e Y_e^{5/2}$
Pendiente	$\frac{Y_e}{X_e}$





# **CAPÍTULO 3**

# **APLICACIÓN DE LOS MODELOS**



### 3.1 SECUELA DE CÁLCULO PARA LAS MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DEL PUENTE PASO DE LA VIRGEN

#### 3.1.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ

De acuerdo con el análisis del método que se vio en el capítulo 2 las características de nuestro modelo son los siguientes datos:

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

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

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

Sustituyendo en la ecuación 2.2:

$$Dm = \frac{135(2.51)}{2600(1.64^{\frac{1}{2+1.64}} - 0.15(2.51))} \quad (2.2)$$

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

$$Dm = 0.1694m \quad (R.7)$$

#### 3.1.2 MÉTODO PROPUESTO EN HEC-18 (1993)

Datos:

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

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

$$Gs=2.65;$$

Tenemos una pila con nariz rectangular, por lo tanto el coeficiente  $K=1.7$ , y si sustituimos los datos de nuestro modelo en la ecuación 2.3 tenemos:

$$D50 = \frac{0.692(KV)^2}{2g(Gs - 1)} \quad (2.3)$$

$$D50 = \frac{0.692(1.7 * 2.51)^2}{2(9.81)(2.65 - 1)}$$

$$D50 = 0.3891m \quad (R.8)$$



### 3.1.3 PANTALLAS AGUAS ARRIBA

Como se muestra en la Figura 2.21, las pantallas aguas arriba deben de colocarse a  $2.2(a)$  arriba de la pila y tener una altura en esa distancia y arriba del lecho de  $h/3$ .

Dónde:  $a$  es el diámetro o ancho de la pila (m);  $h$  es el tirante aguas arriba del lecho (m).

De acuerdo a lo anterior, si sustituimos nuestros valores correspondientes en la ecuación 3.1 y 3.2, tenemos las siguientes características:

Datos:

$a=3.5$  metros;

$h=1.64$  metros.

Sustituyendo los datos en las ecuaciones:

Distancia de la pantalla hacia la pila:

$$\text{Distancia} = 2.2a \quad (3.1)$$

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

$$\text{Distancia} = 7.7m \quad (R.9)$$

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

$$\text{Altura de la pantalla} = h/3 \quad (3.2)$$

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

$$\text{Altura de la pantalla} = 0.5466 m \quad (R.10)$$



### 3.2 SECUELA DE CÁLCULO DEL TRAZO DEL PRIMER MODELO

Para el primer 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 21.5 m por 4.5 m.

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

#### 3.2.1 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:*

$$X_e = \frac{X_p}{X_m} = \frac{1075}{21.5} = 50 \quad (3.3)$$

$$X_e = \frac{1075}{21.5} = 50 \quad (R.11)$$

Con base a diversos cálculos para representar bien las secciones transversales, se eligió una distorsión;  $\Delta=2$ . Despejando de la ecuación (2.40)  $Y_e$  se tiene:

❖ *Escala líneas verticales:*

$$Y_e = \frac{X_e}{\Delta} = \frac{50}{2} = 25 \quad (3.4)$$

$$Y_e = \frac{50}{2} = 25 \quad (R.12)$$

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 tabla 3.1, se muestran los valores a escala utilizando la condición de Froude para modelos distorsionados, para las cuales, se tienen los parámetros:

$$\gamma_e = 1 \quad (R.13)$$

$$\rho_e = 1 \quad (R.14)$$

$$g_e = 1 \quad (R.14)$$



Tabla 3.1 Escalas del modelo para el río de San Juan.

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

Escalando el gasto a un gasto real tenemos:

$$QR = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{217.52}{62498.60} \quad (3.5)$$

$$QR = 0.03480 \text{ m}^3/\text{s} \quad (R.15)$$

Nota: El gasto de la referencia (R.15) es el que se ocupará para el modelo físico.

De igual manera se escalaron las pendientes del río. Debido a que es complicado para escalar pendientes a cada sección y después construirlas; por lo que las escalamos en 4 partes como se muestra en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Pendientes reales del modelo físico 1.

Estaciones		L (m)	Le (m)	$\Delta$ 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

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



### 3.3 MODELACIÓN DEL RÍO SAN JUAN EN HEC-RAS

#### 3.3.1 PROGRAMA HEC-RAS

El HEC-RAS es un modelo de uso libre, ampliamente utilizado en nuestro país para realizar la modelación hidráulica de canales naturales y artificiales bajo condiciones de flujo permanente y no permanente, y regímenes de flujo subcrítico, crítico, supercrítico y mixto. Este software fue desarrollado por Hydrologic Engineering Center (HEC), del United States Army Corps of Engineers (USACE). El programa permite desarrollar, para su estudio, la modelación con flujo constante en una sola dimensión, con flujo no permanente y además, sirve para calcular transporte de sedimentos, socavación local, etcétera.

Los Métodos que utiliza el programa para calcular la socavación local en pilas y estribos son:

- Método de Liu, Chang y Skinner cuyas ecuaciones son:

$$\frac{s}{he} = 2.4 \cdot \left(\frac{b}{he}\right)^{2/5} \cdot F^{1/3} \text{ para } \frac{b}{he} \leq 25 \quad (3.6)$$

$$\frac{s}{he} = 4.0 \cdot F^{1/3} \text{ para } \frac{b}{he} > 25 \quad (3.7)$$

- Método de Froehlich (1989) cuya ecuación es:

$$\frac{Y_s}{Y_a} = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{a'}{Y_a}\right)^{0.43} \cdot F_r^{0.61} + 1 \quad (3.8)$$

- Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) cuya ecuación es:

$$\frac{ds}{h} = 2.0 K_f \cdot K_\phi \cdot K_C \cdot K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} \cdot F_r^{0.43} + 1 \quad (3.9)$$

#### 3.3.2 MODELACIÓN DEL RIO SANJUAN EN CONDICIONES NATURALES

En este apartado se realizara la simulación del río San Juan en el programa Hec-Ras en condiciones normales y naturales (Sin estructura del puente Paso dela Virgen), con el propósito de conocer la capacidad máxima de gasto que puede llevar antes de su desbordamiento.

### 3.3.2.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Para proceder con la modelación se requiere el estudio topográfico como: las secciones transversales y la geometría del río San Juan, así como el gasto de diseño de 50 años el cual se obtuvo del estudio hidrológico y los diámetros característicos del material calculados en el capítulo 2 ( $D_n$ ). Estos datos son indispensables para el estudio de la socavación que se procederá a realizar. Podemos mencionar que el tramo de Río es de Transición, puesto que no se distinguen formación de meandros, pero tampoco es una corriente recta. La longitud del tramo de río es de 1120.26 metros.

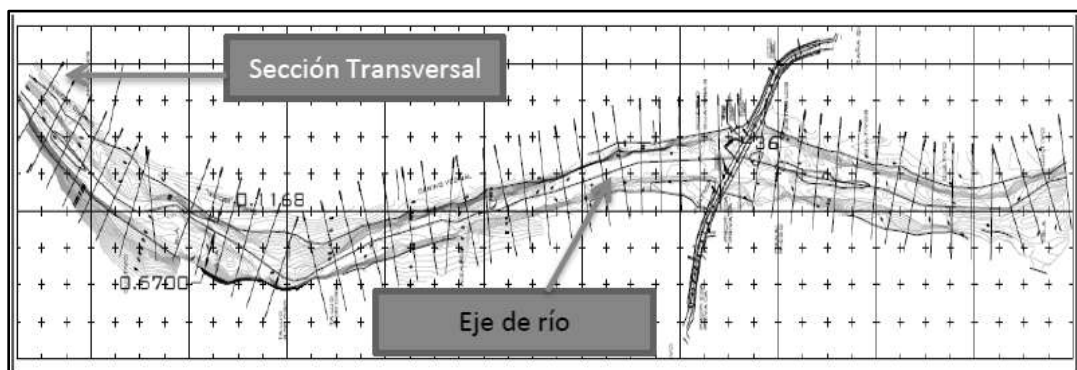


Figura 3.1 Topografía del río San Juan en el tramo de estudio..

De acuerdo al estudio Hidrológico que se realizó, se obtuvieron los siguientes gastos de diseño los cuales usaremos para modelar nuestro río tomando en cuenta que el periodo de diseño para nuestro proyecto según la norma hidrológica es de 50 años:

Tabla 3.3 Gastos de diseño por diferentes métodos hidrológicos.

Tr	Gasto ( $m^3/s$ )
2	74.72
5	115.77
10	145.5
20	175.81
50	217.52
100	250.68

### 3.3.2.2 ESQUEMA DE MODELACIÓN.

El modelado del Río Tiripitio tendrá como objeto la determinación del gasto de diseño para ciertos periodos de retorno, esto se realizó mediante el programa Hec-Ras, para diferentes condiciones de contorno que son:

- Nivel de Agua Conocido.
- Tirante Critico.
- Tirante Normal.
- Curva de Gasto.

Estas condiciones de contorno definirán el esquema de modelación que se utilizara.

La forma de planta del rio se muestra a continuación, y como se menciona es un rio que no produce meandros, por ser un corriente perene y de transición.

### 3.3.2.3 ESCENARIO 1, PLANTA Y SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO SAN JUAN

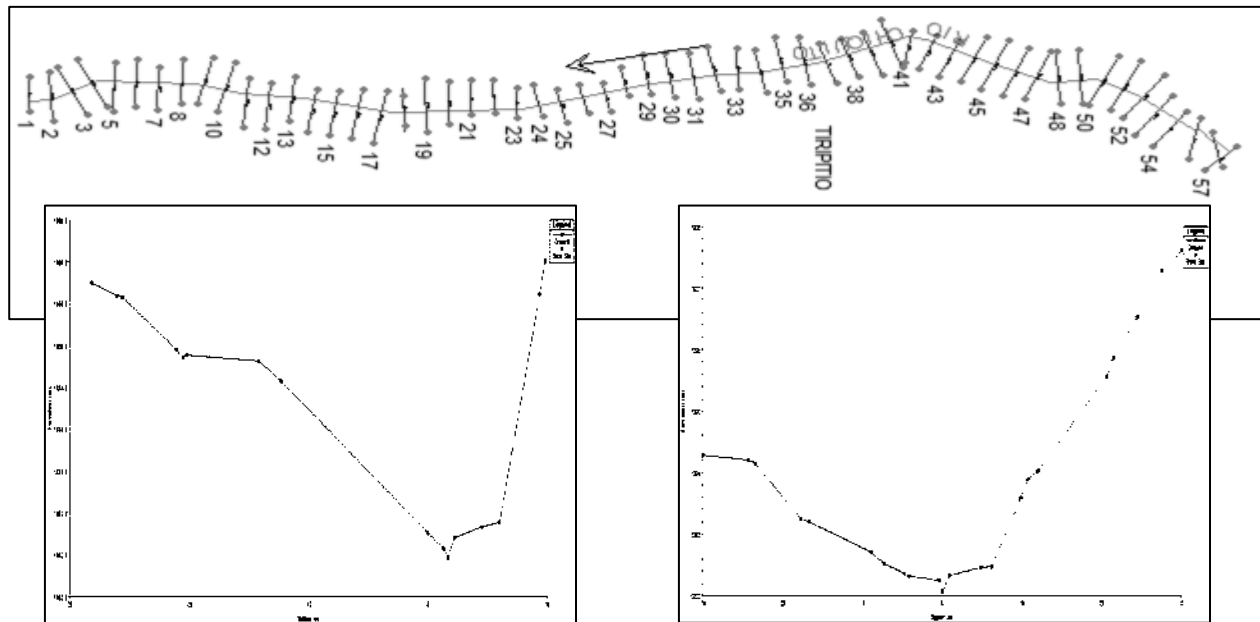


Figura 3.2 Modelo de Secciones transversales y secciones 0+000 y 0+140

### 3.3.2.4 ESCENARIO 2, MODELACIÓN DEL FLUJO EN EL RÍO

En esta primera simulación se podrá observar la máxima capacidad que tiene el río para transportar cierta cantidad de agua (gasto). Se ha realizado mediante aproximaciones sucesivas, es decir, mediante el método de prueba y error resultando un gasto máximo sin desbordamiento para el cauce de  $30.05 \text{ m}^3/\text{s}$ , aproximadamente, por lo que se puede mencionar que un gasto mayor a este, originaría un desbordamiento de la vertiente.

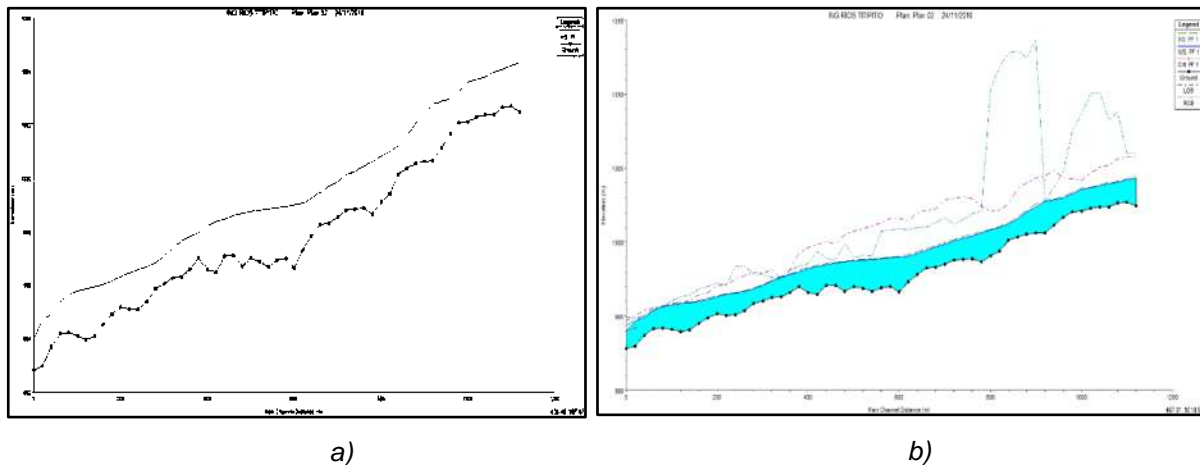


Figura 3.3 Perfil longitudinal del río San Juan. a) Línea de la superficie libre del agua; b) Perfil del flujo del agua.

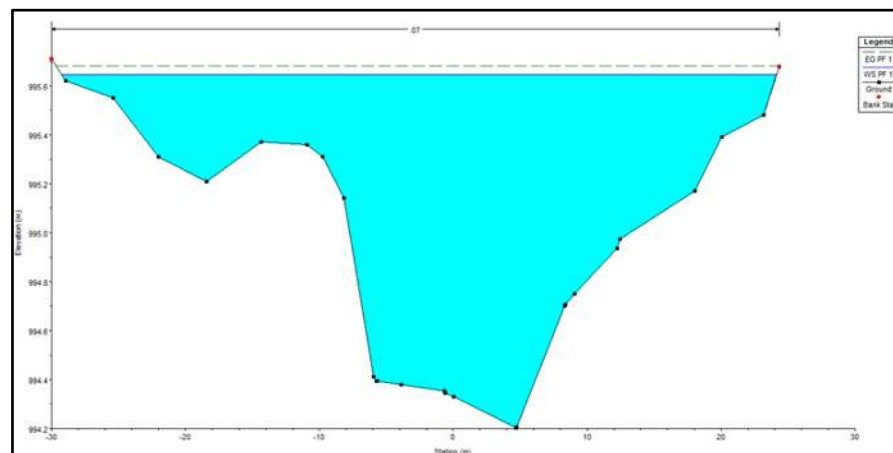


Figura 3.4 Perfil longitudinal, sección transversal crítica 1+040.

Como se puede observar en los mapas y sobre todo en la sección crítica, si el río lleva un gasto mayor al de  $30.05 \text{ m}^3/\text{s}$  existiría desbordamiento de la superficie libre del agua por las márgenes del río, por lo que se debe tomar en consideración.

### 3.3.3 MODELACIÓN DEL RIO SAN EN CONDICIONES DEL PROYECTO (PUENTE PASO DE LA VIREGEN)

Para realizar la modelación con el puente es necesario poner sus características las cuales nos las define el estudio estructural del puente:

Datos generales del puente:

Claro del puente:	20.00 m
Ancho total:	9.00 m
Ancho de calzada:	7.00 m

Detalles de las pilas y estribos (cotas en cm):

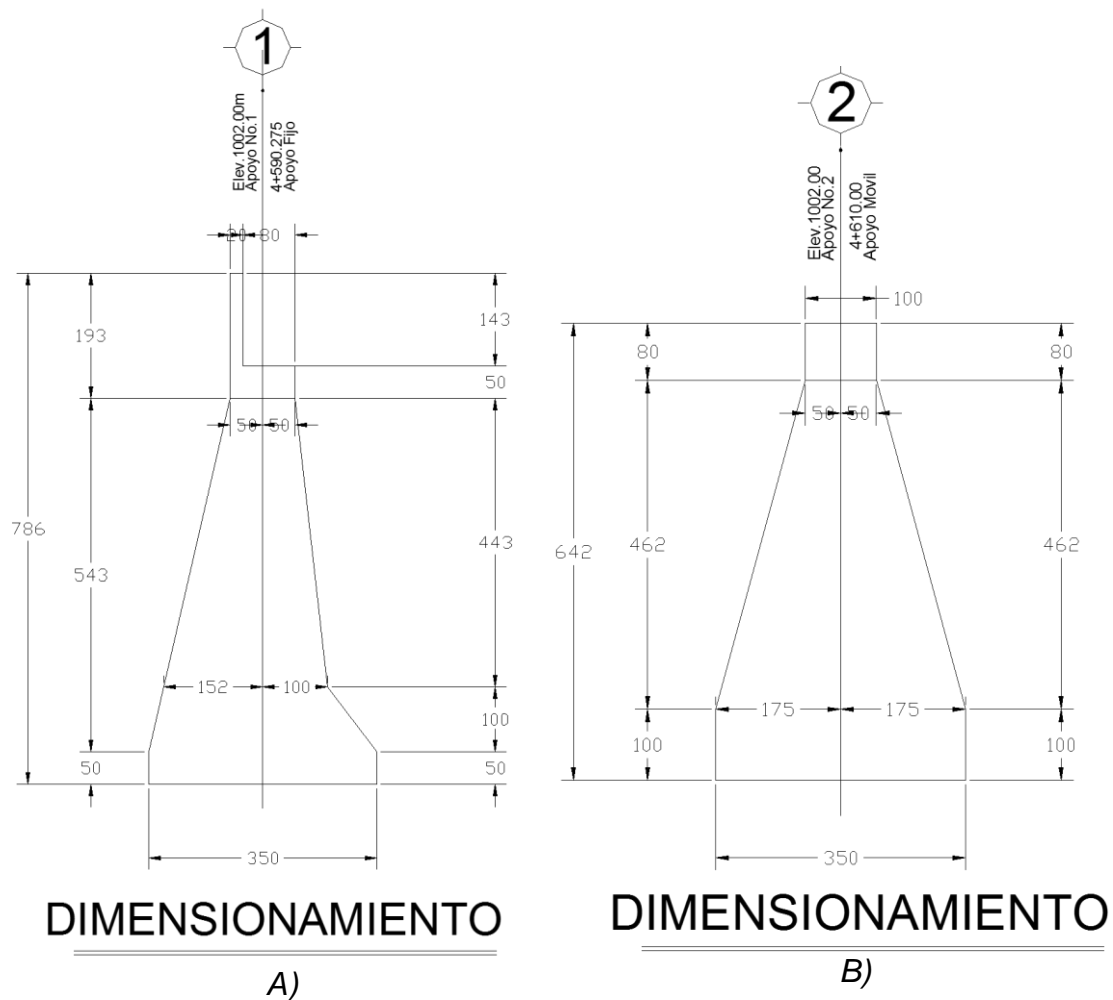


Figura 3.5 Detalles de las pilas y estribos del puente Paso de la virgen. A) Detalle del estribo; B) Detalle de la pila.

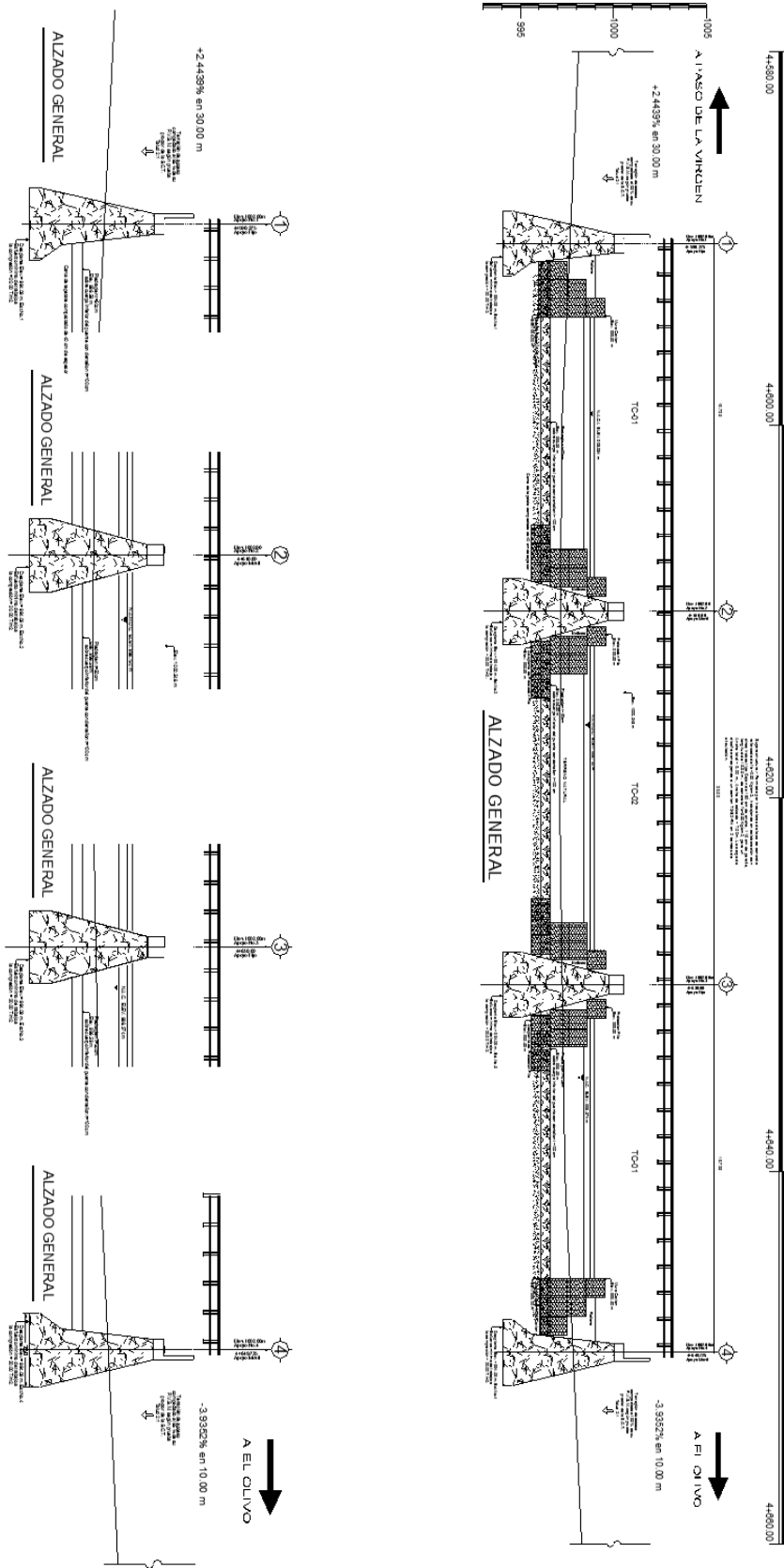


Figura 3.6 Planos estructurales del Puente paso de la Virgen.

### 3.3.3.1 ESCENARIO 1, UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

Como ya están todas las secciones y la planta del río San Juan en el programa Hec-Ras, como se mostró en el escenario 1 del modelo en condiciones naturales, a continuación se identifican las secciones y los cadenamamiento en el que se encuentra ubicado el puente del Paso de la Virgen.

Después se revisarán las secciones transversales, 1+100, 0+360 y 0+340 que son las secciones de interés ya que son en las que se encuentra la estructura (Ver Figuras 3.7, 3.8 y 3.9).

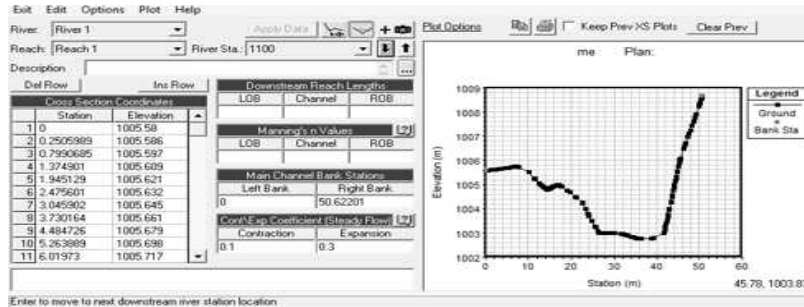


Figura 3.7 Secciones transversales importadas: 1+100.

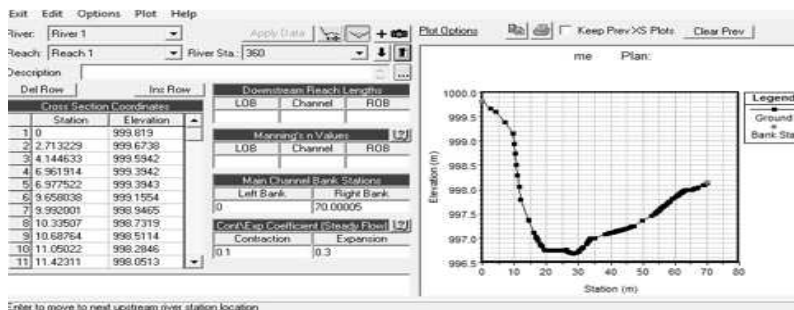


Figura 3.8 Secciones transversales importadas: 0+360.

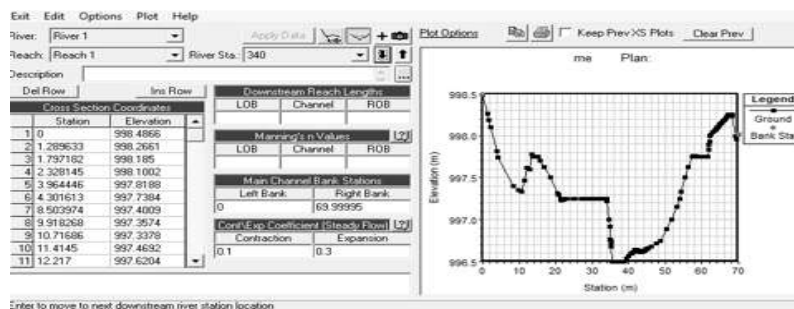


Figura 3.9 Secciones transversales importadas: 0+340.

### 3.3.3.2 ESCENARIO 2, SIMULACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO PARA 50 AÑOS

En este escenario, se ingresa el gasto de diseño que, para este caso, corresponde al Tr de 50 años, es decir a  $Q = 217.52 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Flow Change Location		Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	Tr: 50
1 Tiripitio	Paso La Virgen	1100	217.52

Figura 3.10 Condiciones de gasto del diseño.

Después, se define el régimen del flujo que trabaja el río.

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Tiripitio	Paso La Virgen	all	Critical Depth	Critical Depth

Figura 3.11 Condiciones hidráulicas del diseño.

En el siguiente paso se ingresan los datos de coeficientes del río, así como los izquierdos y derechos del mismo; también, la distancia a la que se encuentra la margen izquierda y derecha de la siguiente estación. Una vez ingresados los datos se procede a correr el programa (Ver figura 3.12).

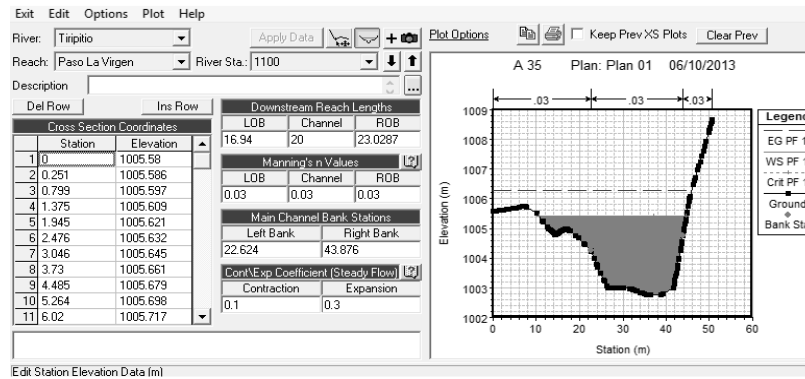


Figura 3.12 Sección transversal con: Gasto de modelación, coeficientes de Manning y condiciones de borde de río.

### 3.3.3.3 ESCENARIO 3, DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

En este escenario, consecutivamente, se ingresan los datos del proyecto estructural (dimensiones de pilas, estribos y claro) para que Hec-Ras dibuje el puente; éste se hizo en la estación 0+340, como se muestra en la figura 3.13.

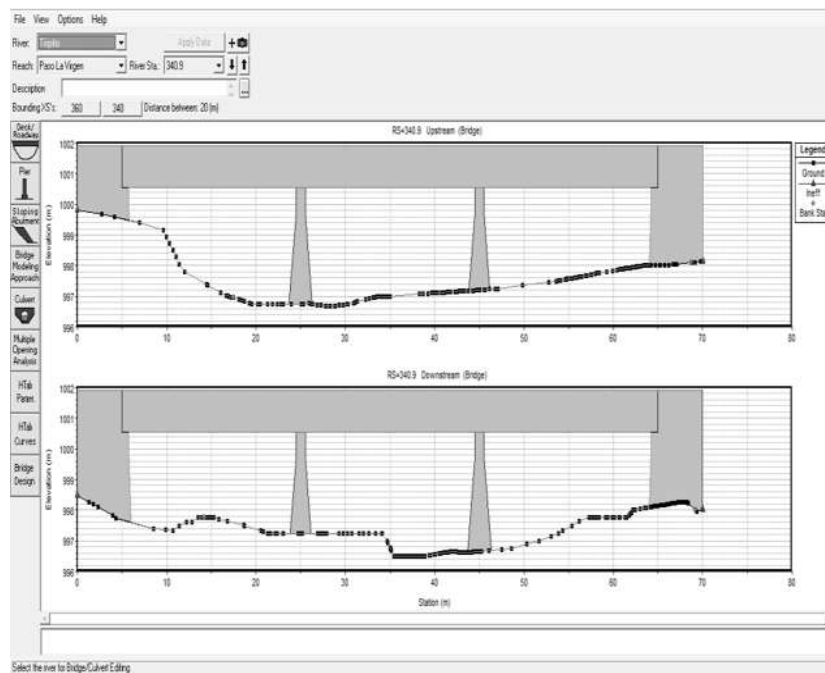


Figura 3.13 Puente de proyecto Paso de la Virgen, estación 0+340.9.

### 3.3.3.4 ESCENARIO 4, CALCULO DE LA SOCAVACIÓN EN EL ESTRUCTURA

Al tener el puente en Hec-Ras, se realiza el cálculo de la socavación por contracción, local en pilas y estribos. Para llevar a cabo el proceso es necesario ingresar los datos de granulometría del sitio; la empresa no realizó estudios de granulometría del sitio, por lo cual se ingresaron datos que se nos proporcionaron de un material semejante al de la zona, dichos datos son el D50 y D95. Así como algunos de la forma y dimensiones de las pilas que definirán los coeficientes que utiliza la ecuación CSU. Los datos se muestran en la figura 3.14.

Contraction	Pier	Abutment	
Y1:	0.18	1.34	0.38
V1:	0.29	3.69	0.46
Y0:	1.06	1.34	
Q2:	7.16	210.36	
W2:	6.87	43.37	
D50:	3.71	3.71	3.71
Equation:	Defau	Defau	Defau

Live Bed Specific Data	LOB	Channel	ROB	
Q1:	0.11	216.71	0.70	
W1:	2.03	43.93	3.93	
K1:	K1	0.590	0.640	0.640

Compute K1 for Contraction Scour	LOB	Channel	ROB
S1:	0.008432	0.008432	0.008432
V* (m/s):	0.12	0.33	0.18
Water Temp (C):		20.0	
w (m/s):	0.3276	0.3276	0.3276
V*/w:	0.366	1.007	0.549
K1:	0.590	0.640	0.640

Figura 3.14 Datos para el cálculo de la socavación local.

Después, se aplica la información y se obtiene la longitud de socavación ocasionada en pilas y estribos (Figura 3.15).

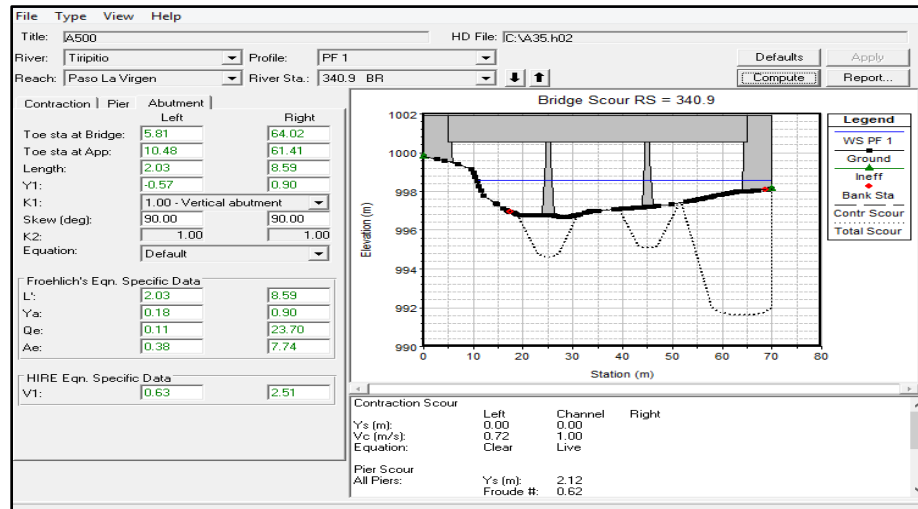


Figura 3.15 Socavación calculada en pilas y estribos.

Se obtiene como resultado una socavación local en las pilas:

Ys (m):	2.12
Número de Froude:	0.62
Ecuación:	CSU

Tabla 3.5 Socavación local en pilas con Hec-Ras.

Mientras, en los estribos:

Estribo derecho Ys (m):	6.39	6.19
Número de Froude:	3.06	0.82
Velocidad (m/s):	1.03	2.51
Ecuación:	Froehlich	HIRE

Tabla 3.6 Socavación local en estribos con Hec-Ras

En primera instancia, se concluye que se obtiene una socavación “Ys” alta, sobre todo en los estribos, resultados que se tendrán que calcular en el modelo físico 1 del río San Juan y ser comparados teóricamente.



# **CAPÍTULO 4**

# **CONSTRUCCIÓN DEL**

# **MODELO 1**

## 4.1 PREPARACIÓN DEL MODELO

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 4200 m<sup>2</sup>. 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 25 m<sup>3</sup> de capacidad, dotado de tres bombas de 125 l/s cada una, que toman el agua de una cisterna de 120 m<sup>3</sup>.

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.
- 

## 4.2 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 utilizó equipo de limpieza del laboratorio para remover el polvo.



*Figura 4.1 Limpieza de la zona para el trazo del río.*

### 4.3 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.



Figura4.2 Trazo de la cuadrícula del modelo1.

Para darnos una idea más general de cómo quedará la malla para el replanteo de los puntos, eje y secciones del río San Juan se muestra a continuación el trazado de dicha malla con escala en metros:

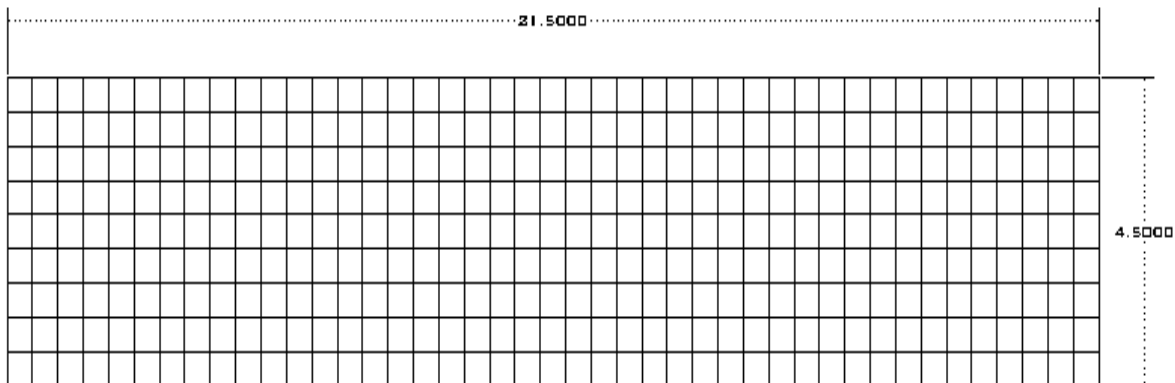
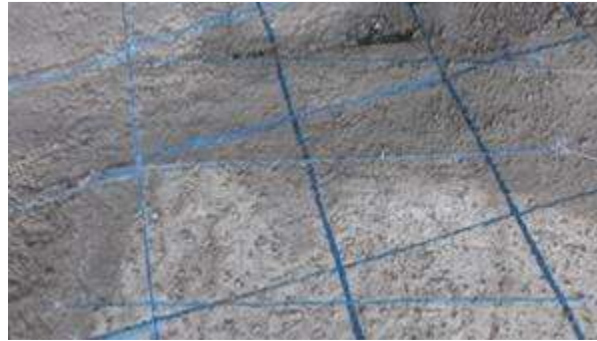


Figura 4.3 Dimensiones de la malla para el replanteo del río San Juan.

### 4.4 TRAZO DEL MODELO 1

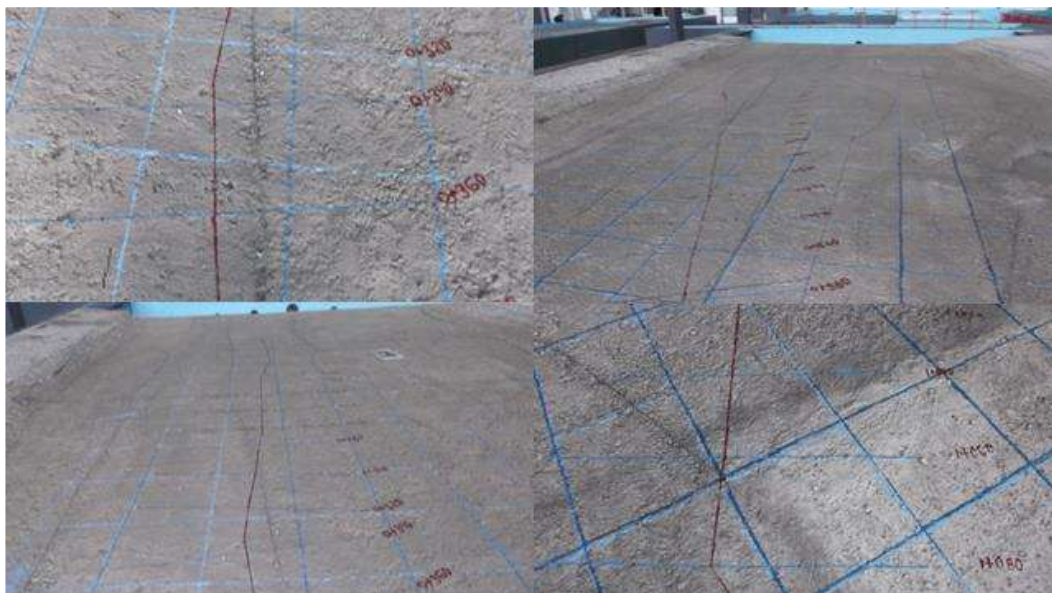
Se comienza con el trazo del río, que es uno de los aspectos fundamentales para poder desarrollar la mayoría del procedimiento de la construcción del modelo 1.

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.



*Figura 4.4 Trazo de las secciones transversales del río San Juan.*

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.



*Figura 4.5 Trazo del eje del río San Juan.*

## 4.5 REALIZACIÓN DE ESCANTILLONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Para realizar los escantillones primero se utilizó cartón para realizar las secciones transversales del río. Cabe recordar que se utilizó una escala de 1:50 horizontal y 1:25 vertical la cual obtuvimos para los modelos distorsionados. La ubicación de los puntos para cada sección se hizo en cada 5 m. horizontales que a escala equivalen a 10 cm. También se ubicaron aquellos puntos los cuales tuvieran cambios de pendiente importantes en menos de los 5 m. A continuación se presentan en la figura 4.6 un ejemplo de ello.



*Figura 4.6 Construcción de las secciones transversales.*

Después, se hizo el recorte de las secciones obteniéndose todas de la misma manera como se muestra en la figura 4.7.



*Figura 4.7. Secciones transversales recortadas.*

## 4.6 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. Se colocaron ángulos de madera y metal para detener las paredes, las cuales son de triplay de pino de 3 mm. En el cadenamiento del eje del puente, que es la parte donde se instalarán los estribos y pilas del mismo, se colocaron dos paredes de acrílico para obtener una mejor observación y medición del fenómeno de socavación.



*Figura 4.8 Colocación de las paredes del río San Juan.*

## 4.7 COLOCACIÓN DE CILINDROS PARA EL ENCAUCE DEL FLUJO

Se colocó una serie de cilindros de concreto para encauzar el agua hacia el modelo, lo cuales se rigidizaron con una capa de concreto y, posteriormente, se puso una cimbra frontal para que no se filtre el agua hacia otra zona indeseada.



*Figura 4.9 Colocación del refuerzo a los cilindros de concreto con mezcla de arena y cemento.*

## 4.8 COLOCACIÓN Y NIVELACIÓN DE LA ARENA PARA LA REPRESENTACIÓN DE 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.

### 4.8.1 NIVELACIÓN.

Una vez teniendo las líneas de testigo, se determinó la pendiente del lugar, con nivel de manguera.

Luego, se procedió a hacer la nivelación de los lechos del río de tal manera que no quedarán descompensados ni con excesos de material en el modelo. Con ayuda de cilindros de concreto e hilo para dar las pendientes adecuadas del lecho del río.



*Figura 4.10. Nivelación de la arena para las pendientes.*

Antes de colocar las secciones transversales del río, 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 las figuras 4.11 y 4.12.



*Figura 4.11 Infiltración del agua en cilindros sin aplanar.*



*Figura 4.12 Infiltración del agua por las paredes del río.*

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 de mortero por dentro y por fuera de las paredes del modelo para evitar infiltraciones.



*Figura 4.13 Ranuración del piso para la colocación de las paredes del río.*

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.

#### **4.9 COLOCACIÓN DE ARENA PARA FORMACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.**

En esta sección, se niveló la arena con la pendiente final escalada para, así, colocar los escantillones y formar las secciones transversales como se observa en la figura 4.14.



*Figura 4.14 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 material de relleno el cual contaba con grava tabiques y piedras para que ocupe un volumen y utilizar una cantidad de arena menor, figura 4.15.



*Figura 4.15 Colocación del 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 el cual tiene como función de un vertedor rectangular con contracciones.



*Figura 4.16 Colocación de muro de tabique para control del flujo.*

En las siguientes imágenes se muestra el modelo terminado, que abarca de la estación 0+960 a 0+300.



*Figura 4.17 Modelo terminado, vista aguas arriba.*



*Figura 4.18 Modelo 1 Río San Juan.*



*Figura 4.19 Secciones Transversales del río terminadas.*



*Figura 4.20 Vista de frente del modelo 1 finalizado.*

## 4.10 CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS DEL PUENTE

A continuación se muestran las imágenes de la construcción a escala de los estribos y las pilas del puente Paso de la Virgen de acuerdo a los planos estructurales del prototipo.



*Figura 4.21 Construcción de las pilas y los estribos del puente.*

El material utilizado para realizar las pilas y los estribos fue: para la cimbra se utilizó triplay de 3 mm de espesor y para las estructuras un concreto de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ . Cabe mencionar que una vez descimbradas las pilas y los estribos, se marcaron los niveles a escala para medir la profundidad de la socavación y que cada ralla representaba medio metro a escala real.



# **CAPÍTULO 5**

# **ENSAYOS REALIZADOS**

# **DEL MODELO 1**

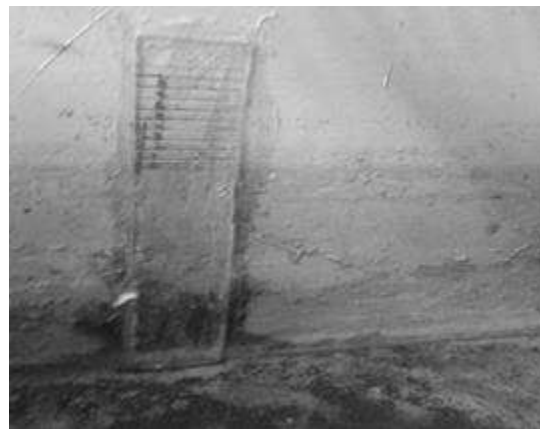
## 5.1 AFORO DE GASTOS

Antes de comenzar a realizar las pruebas en el modelo 1, 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 volver a poner en funcionamiento el vertedor tipo Rehbock que se encuentra a un costado del modelo del río bravo, para acondicionarlo fueron necesarias varias tareas: 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.



*Figura 5.1 Pared del vertedor rectangular tipo Rehbock sin contracciones.*



*Figura 5.2 Regla graduada para medir la carga sobre el vertedor (h).*



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

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

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

Condiciones:

$0.01m \leq h \leq 0.80m$ ; Cumple carga requerida de 0.01m a 0.07m;

$b \geq 0.30m$ ; Cumple  $b=1m$ ;

$w \geq 0.06m$ ; Cumple  $w=0.249m$ ;

$h/w \leq 1$ ; Cumple, el máximo valor de  $h/w= 0.28$ ;

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

Aplicando nuestros siguientes datos del modelo en la ecuación 5.1 y 5.2:

Datos:

$w=0.249m$

$b=1m$

Sustituyéndolos en la ecuación 5.1 y 5.2 obtenemos los datos de la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Gastos del vertedor tipo Rehbock.

h (m)	w(m)	$\mu$	b(m)	$h^{3/2}$	Q (m <sup>3</sup> /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

## 5.2 PRIMERA PRUEBA

Los gastos de la tabla 5.1 nos ayudaran a aforar los gastos, para poder hacer nuestras pruebas en el modelo de acuerdo a las características hidrológicas del prototipo.

La primera prueba que se realizó al modelo 1, fue la prueba del arrastre de las partículas. Dicha prueba consiste en variar un gasto de tal manera que podamos visualizar con que gasto aproximado, comienza a presenciarse el arrastre de partículas del río.

Durante esta prueba existieron algunas complicaciones, una de ellas fue que la válvula con la que se opera corresponde al modelo del río bravo el cual maneja gastos grandes, por lo que nuestro gasto mínimo que se obtuvo para el modelo 1 fue de 5.64 l/s, un gasto con el cual ya se presentaba un arrastre de partículas a corta distancia como se observa en las figuras 5.3 y 5.4.



*Figura 5.3 Prueba de arrastre de sedimentos.*



*Figura 5.4 Partículas y sedimentos en movimiento.*

### 5.3 SEGUNDA PRUEBA

En esta prueba nuevamente se hizo correr el gasto de 5.64 l/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 1.20 m a 2 m.



*Figura 5.5 Flujo entre las secciones 0+360 y 0+340.*



*Figura 5.6 Comportamiento del flujo en la prueba 2.*



*Figura 5.7 Sección 0+720 a 0+960*

#### **5.4 TERCERA PRUEBA**

Esta se llevó a cabo con un gasto de 35 l/s, el cual se aproxima al gasto que corresponde al Tr 50 (Ver figura 5.9). Durante esta prueba, hubo una gran deformación de las secciones transversales, además de que en algunas zonas del modelo no resistieron el empuje del agua y ésta se infiltraba por la arena, principalmente en las zonas donde el modelo del río presenta curvas.



*Figura 5.8 Prueba 3, flujo circulando en el modelo del río San Juan.*



*Figura 5.9 Secciones del río deformadas por el flujo de la prueba 3.*

El gasto de esta prueba fue tan grande que provocó una abertura entre la arena, por lo cual el modelo tuvo problemas de estabilidad, lo que ocasionó que se pandeara una de las paredes, como se muestra en la figura 5.10.



*Figura 5.10 Muros deformados por la acción del flujo.*

## 5.5 CUARTA PRUEBA

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

Las siguientes imágenes muestran la medición de los bordes del río, por lo cual tenemos en la figura 5.11, 32 cm de bordo, lo equivalente a 16m en el prototipo, en la figura 5.12, 38 cm de bordo y en la 5.13 con aproximadamente 25 cm de bordo.



*Figura 5.11 Medición de borde en la sección 0+560.*



*Imagen 5.12. Medición de borde en la sección 0+340.*



*Figura 5.13 Medición de borde en la sección 0+780.*

Posteriormente se procedió a correr un gasto mínimo por el río:



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

Hay que mencionar 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.



*Figura 5.15 Erosión en los bordos del río San Juan.*

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



*Figura 5.16 Medición de la deformación del bordo.*

Posteriormente se midió el tirante del flujo en el río el cual resultó de 3.2 cm.



*Figura 5.17 Medición del tirante.*



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



*Figura 5.19 Deformación final del flujo, alcanzando un metro de ancho.*

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.



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

En la figura 5.21 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 a que son las secciones más cercanas al puente y a que son secciones que tienen poca elevación topográfica por lo que no es necesario estabilizar esta zona.



Figura 5.21 Vista panorámica del modelo, con paredes del río estabilizadas.

## 5.6 QUINTA PRUEBA

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

$$Q = 5.64 \text{ lt/s} \quad (\text{R.16})$$

$$V = 0.6125 \text{ m/s} \quad (\text{R.17})$$

$$Y = 0.0345 \text{ m} \quad (\text{R.18})$$

Estos datos nos servirán para el cálculo de principio de movimiento, tanto del modelo como del prototipo. Por lo cual se utilizarán las ecuaciones 5.3, 5.4 y 5.5.

$$\frac{v}{v'} = 8.0 \left( \frac{y}{D} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (5.3)$$

$$\tau t = \frac{v'^2}{g \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D} \quad (5.4)$$

$$Re' = \frac{v' D}{\nu} \quad (5.5)$$

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

Sitio	$v' = \frac{v}{8(\frac{\gamma}{D})^{\frac{1}{6}}}$	$Re' = \frac{v'D}{\nu}$	$\tau t = \frac{v'^2}{g \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D}$
Prototipo	0.1050	367.5	0.1835
Modelo	0.038	20.628	0.6486

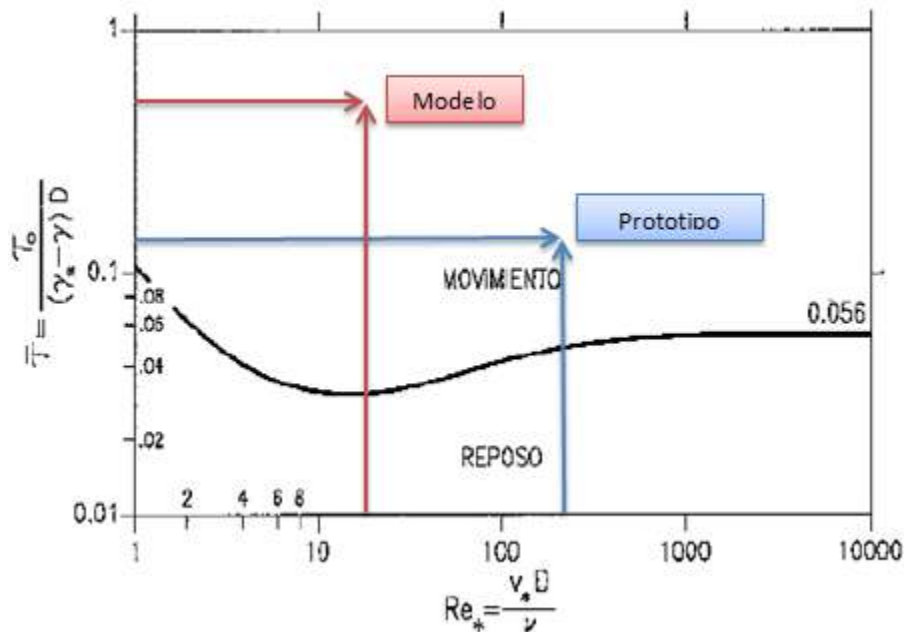


Figura 5.22 Inicio de movimiento de la partícula del Modelo y Prototipo.

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 dos ya se encuentran en movimiento.

### 5.6.1 COLOCACIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS EN EL MODELO

Para comenzar las pruebas de socavación, es necesario colocar las pilas y los estribos dentro del modelo; 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 y si mismo poder representar los datos colocados en el programa Hec-Ras.



a)

b)

Figura 5.23 a) Pilas y estribos descimbrados y marcados; b) Zanja de excavación para colocar las pilas y estribos.



a)

b)

Figura 5.24 a) Pilas y estribos colocados en la zanja; b) Pilas y estribos rellenos hasta los niveles de las secciones 0+360 a 0+340.

## 5.7 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 l/s, que corresponde al que se utilizó para la prueba de inicio de movimiento. La finalidad de la prueba fue la de observar el comportamiento del flujo con las pilas y los estribos, colocados.



Figura 5.25 Modelo del río de San Juan 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)

Figura 5.26 a) Formación de espuma en el agua; b) Flujo con tonalidad café.

En la figura 5.27 se puede observar la pila uno, la cual presenta un remanso de aproximadamente 1 m (escalado).



a)

b)

Figura 5.27 a) Remanso del flujo en la pila; b) Estela de vórtices.



Figura 5.28 Estribo 1 y pila 1 y 2, con flujo circulando entre ellos.

En la figura 5.29, se puede observar, la medición de la abertura de la pila 2 y del borde a la pila 1 que dejó el paso del agua. En donde se obtuvo una distancia de 56 m de abertura 42 m respectivamente.



*Figura 5.29 Medición de la erosión de las paredes con respecto a las pilas.*

Posteriormente se arrancó con otra prueba en el modelo, teniendo ya la deformación anterior, esta 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.



*Figura 5.30 Segmentos de paredes depositados frente a la pila 1.*



Imagen 5.30 Vista en planta de la estela de vórtices.



Figura 5.31 Vista frontal del foso de socavación en las pilas.

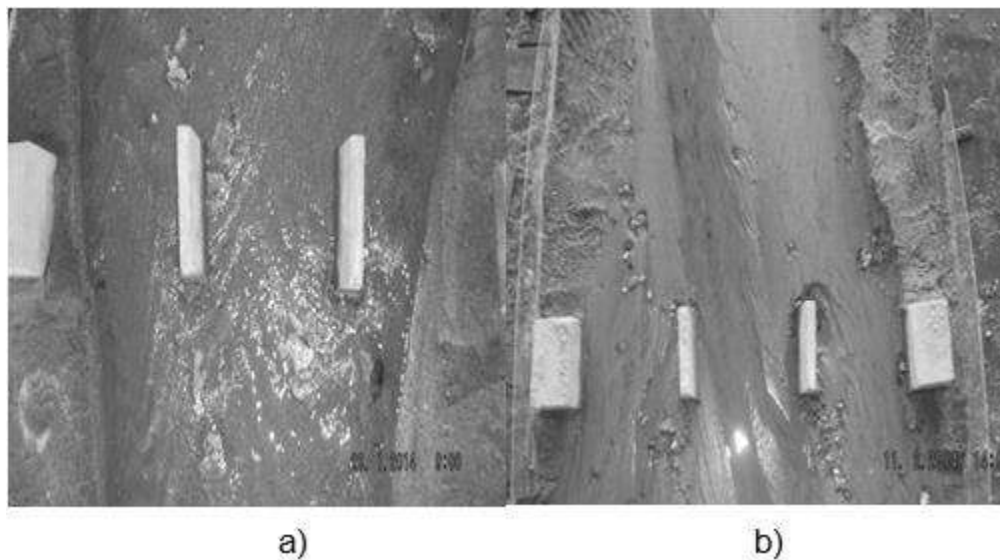


Figura 5.32 a) Formación de del Thalweg; b) Termino de la prueba, marcación del Thalweg.

Con la realización de estas pruebas, la cal que tenían las paredes del río, 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 éstas y no directamente en las pilas.

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

## 5.8 PRUEBAS DE SOCAVACIÓN.

Las siguientes pruebas tienen como objetivo medir la socavación local al pie de las pilas y los estribos del puente Paso de la Virgen. Para esto, se obtendrán los datos del tiempo al cual se hará la medición de la socavación de acuerdo al Hidrograma de diseño para 2 años del estudio hidrológico en el cual, se muestra el tiempo de concentración de la tormenta, en horas. (Ver Figura 5.2).

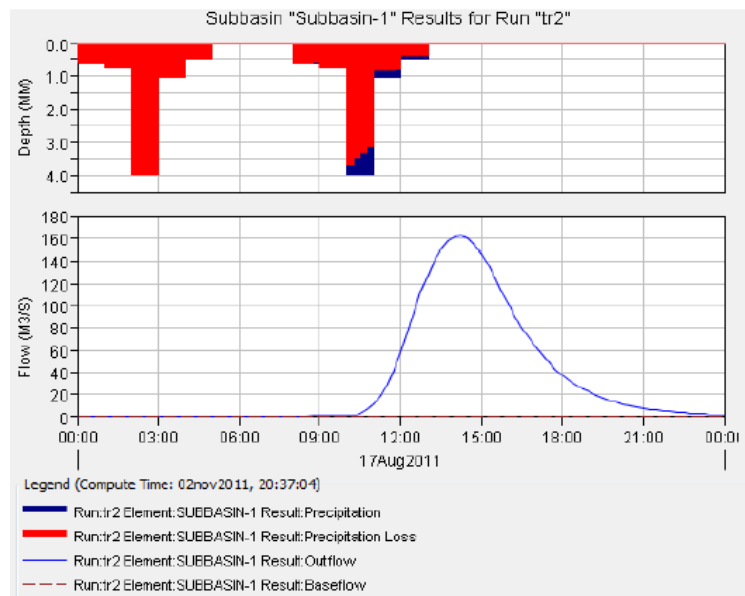


Figura 5.33 Gráfica del Hidrograma salida de la tormenta para  $T_r$  2 años.

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

$$t = 5 \text{ horas} \quad (\text{R.19})$$

$$t = 18,000 \text{ segundos} \quad (\text{R.20})$$

$$t = 30 \text{ minutos} \quad (\text{R.21})$$

De acuerdo a los datos anteriores, las mediciones de la socavación en las pilas y los estribos del puente 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.

### 5.8.1 PRUEBAS DE SOCAVACIÓN LOCAL PARA TR 2 AÑOS Y TR 10 AÑOS.

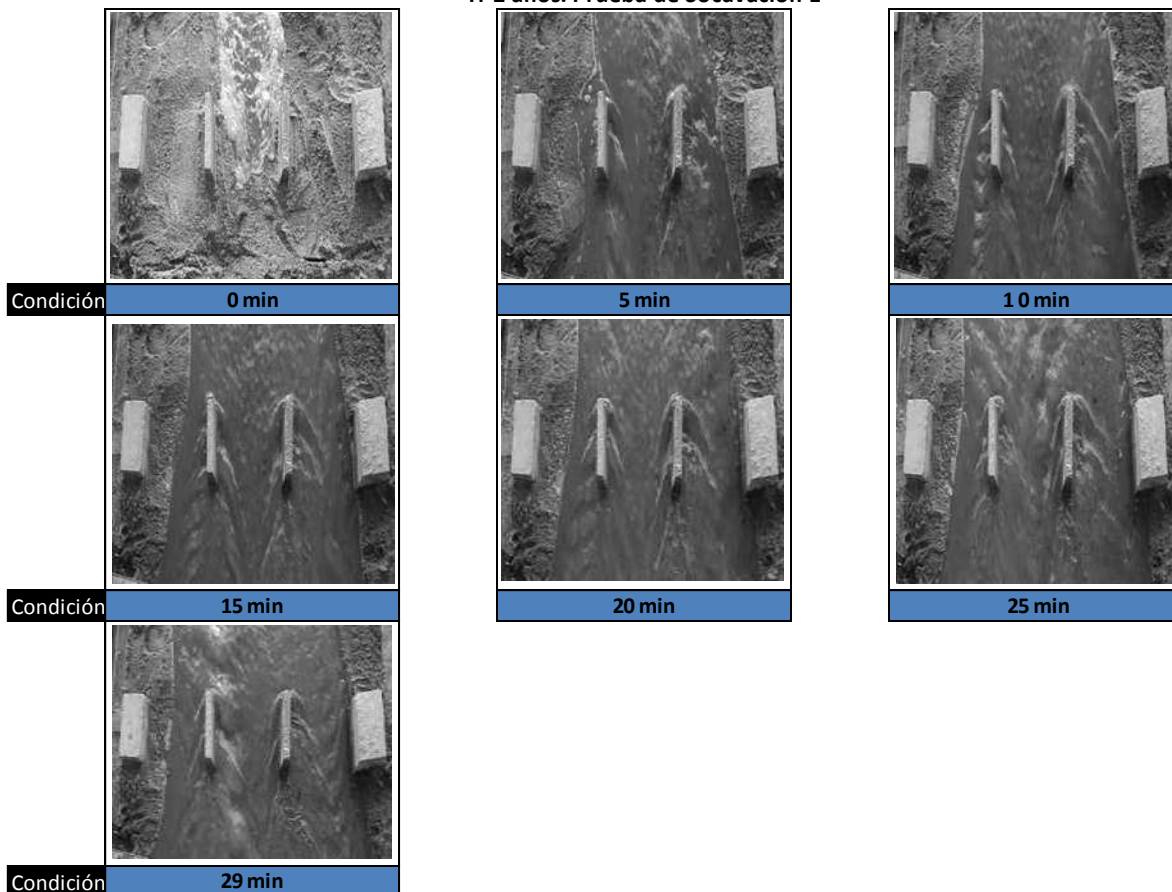


Figura 5.34. Prueba de socavación 1; comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr de 2 años.

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.

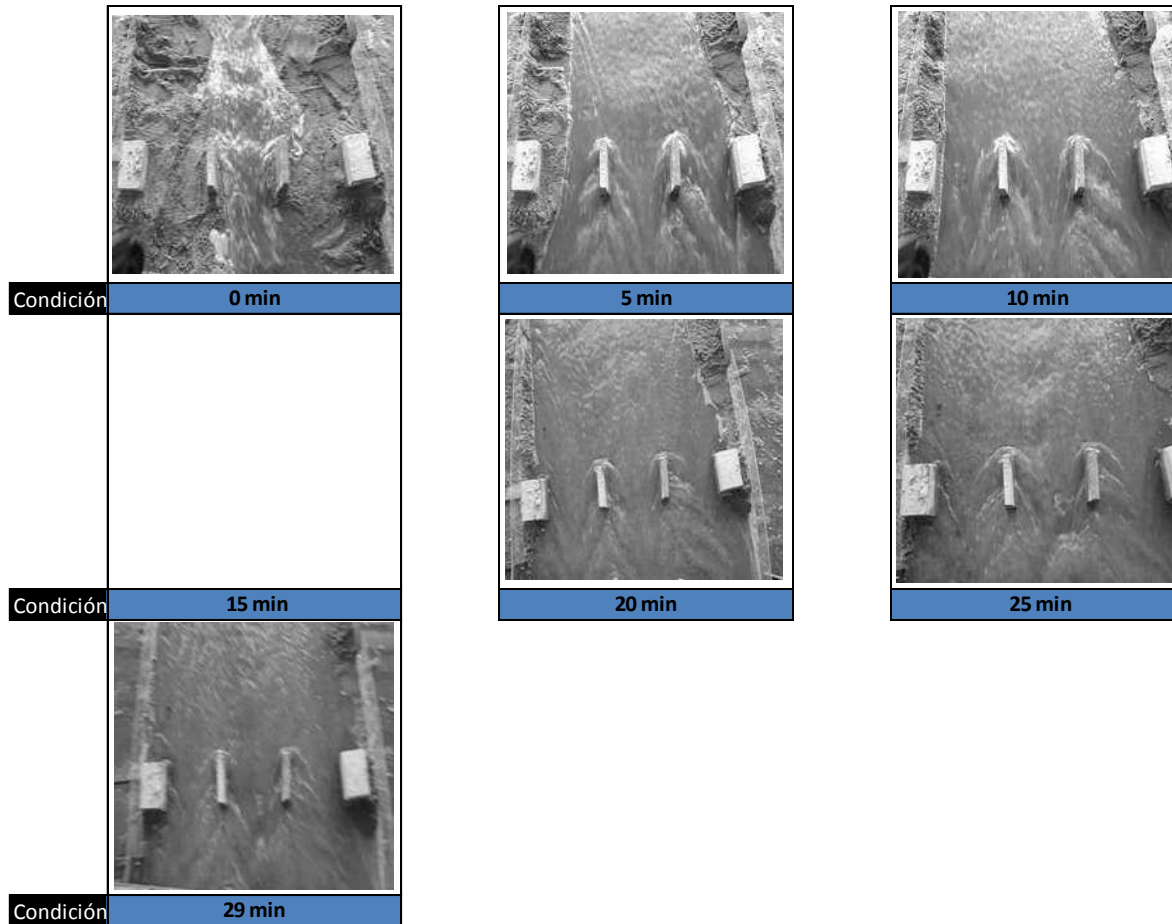


Figura 5.35 Prueba de socavación 1; comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 10 años.

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.

En las tablas 5.3 y 5.4 se muestran las mediciones a los cinco minutos de cada uno de las pruebas anteriores. La siguiente simbología nos ayudará a poder identificar cada una de la partes de estas mediciones:

Simbología de las tablas de lecturas de la socavación:

Hv: Altura del tirante; C.N. Nivel del inicial de la arena; Li: Limite izquierdo

Ld: Limite derecho; Q: Gasto de diseño; Qe: Gasto escalado; Qv: Gasto verdadero



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.95 l/s			Qv= 11.77 l/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
0.033													
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.80	2.70	2.70	2.80	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	0.50	0.43	0.85	1.13	0.38	-0.65	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00	0.68	0.53	0.80	0.23	0.40	-0.20	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.98	0.60	0.50	0.88	0.00	0.40	0.08	0.00	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.38	0.13	0.53	0.83	-0.15	0.40	-0.10	0.00	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	0.78	0.30	0.40	0.75	0.03	0.48	0.20	0.00	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.23	-0.10	0.38	0.03	0.15	0.63	0.20	0.00	0.00	0.00

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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
0.052													
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.80	2.70	2.70	2.80	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	1.45	2.28	1.15	1.30	1.18	0.85	1.20	0.80	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	2.05	1.65	0.70	1.35	1.18	1.18	1.25	1.33	1.58	1.55	0.00
	15	0.00	1.80	1.80	0.83	1.30	1.15	0.98	1.25	1.23	1.55	3.83	0.00
	20	0.00	1.95	1.80	0.35	0.98	0.43	0.50	1.30	1.08	1.70	2.13	0.00
	25	0.00	1.83	1.55	0.23	0.38	0.60	0.70	1.45	1.08	1.83	2.03	0.00
	30	0.00	2.05	1.30	0.43	0.10	0.40	0.90	1.15	1.08	2.13	2.23	0.00

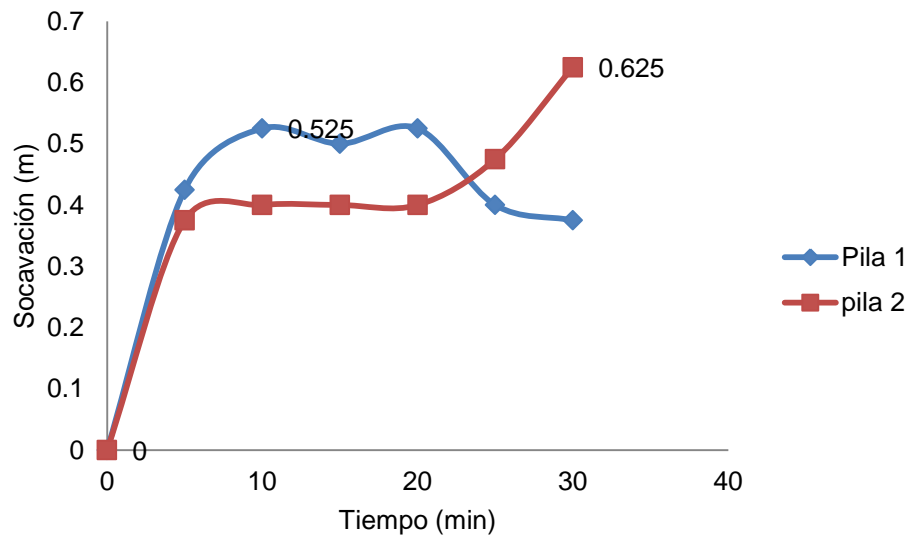


Figura 5.36 Primera prueba de socavación para  $T_r$  de 2 años.

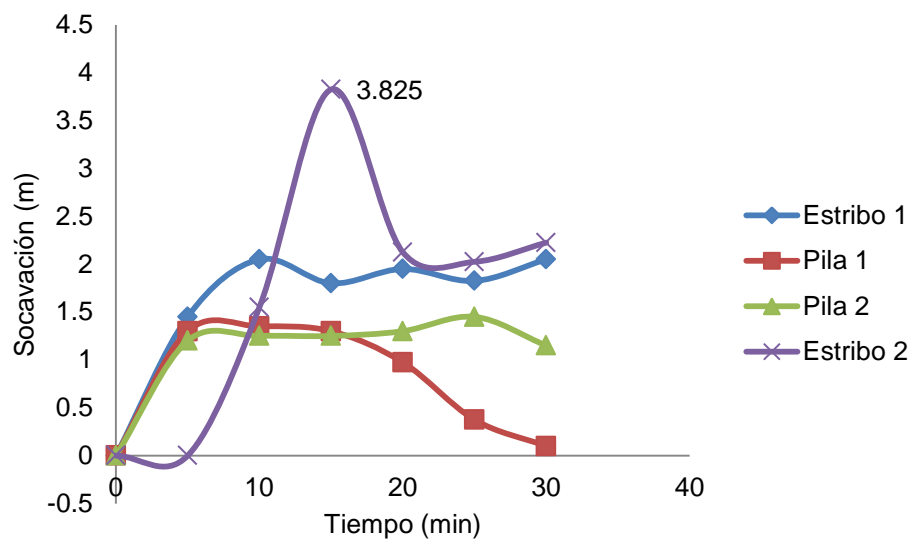


Figura 5.37 Primera prueba de socavación para  $T_r$  de 10 años.

Para tener un análisis más preciso se repitieron las pruebas de socavación dos veces para obtener un promedio como resultado final.

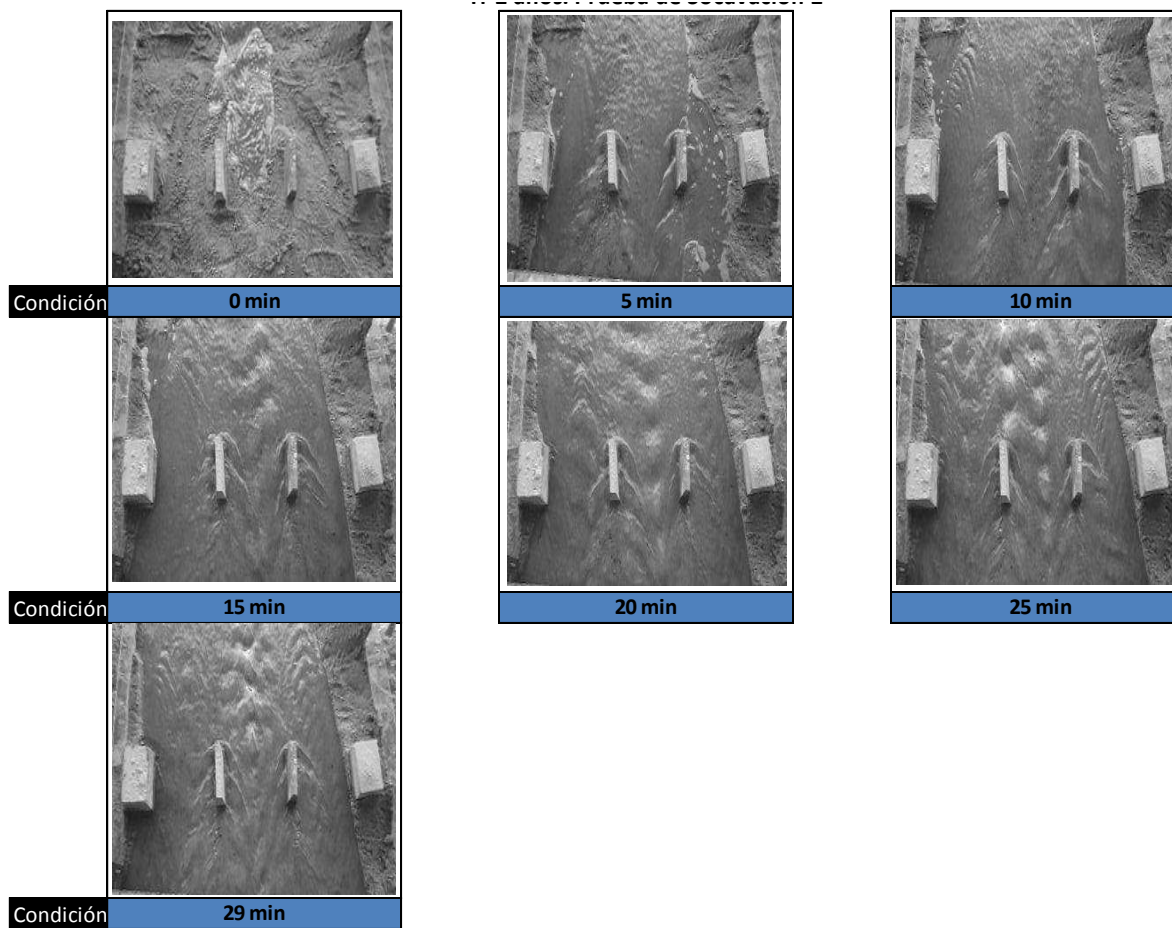
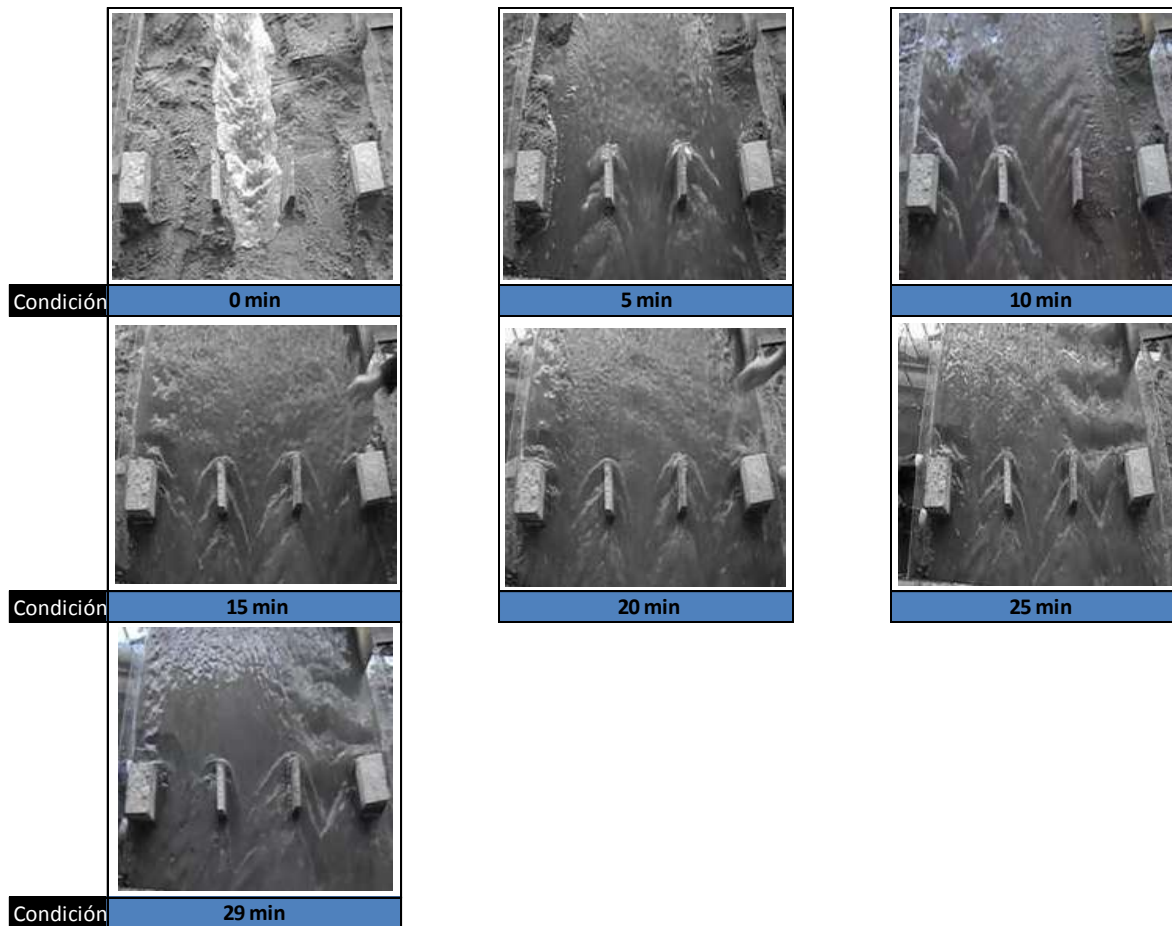


Figura 5.38 Prueba de socavación 2; comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 2 años.

En esta prueba se pudo observar que el primer estribo, no tuvo socavación al pie del mismo, mientras que el estribo 2, lo presento 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.



*Figura 5.39 Prueba de socavación 2; Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 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 centímetros de frente.

A continuación se presentan los resultados de las mediciones de la socavación en las pilas y los estribos de la prueba dos:



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.95 l/s			Qv= 11.77 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.80	2.70	2.70	2.80	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.08	0.55	0.58	0.80	0.35	1.65	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00	0.45	0.28	0.63	0.20	0.90	0.08	1.55	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.00	0.45	0.28	0.53	0.25	0.75	0.35	1.53	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.50	0.23	0.93	0.35	1.53	1.48	0.00
	25	0.00	0.00	0.00	0.03	0.25	0.53	0.35	1.00	0.45	1.93	2.08	0.00
	30	0.00	0.00	0.00	0.20	0.25	0.53	0.23	0.95	0.30	1.68	1.98	0.00

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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.80	2.70	2.70	2.80	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	1.25	0.88	0.90	0.45	1.13	0.43	0.00	0.00	0.00
	10	0.98	1.10	1.15	-0.45	0.40	0.30	1.03	1.70	0.68	2.23	2.98	1.55
	15	1.60	2.35	1.83	0.30	0.18	-0.15	0.20	0.83	0.15	2.40	3.25	2.23
	20	2.98	3.58	2.03	0.13	0.10	-0.20	0.13	0.33	-0.33	2.45	3.50	2.03
	25	3.23	3.30	1.88	0.35	0.48	0.30	0.23	0.58	-0.38	2.23	3.43	2.30
	30	4.08	3.85	2.18	0.40	-0.23	-0.08	0.15	0.38	-0.45	2.28	3.43	2.35

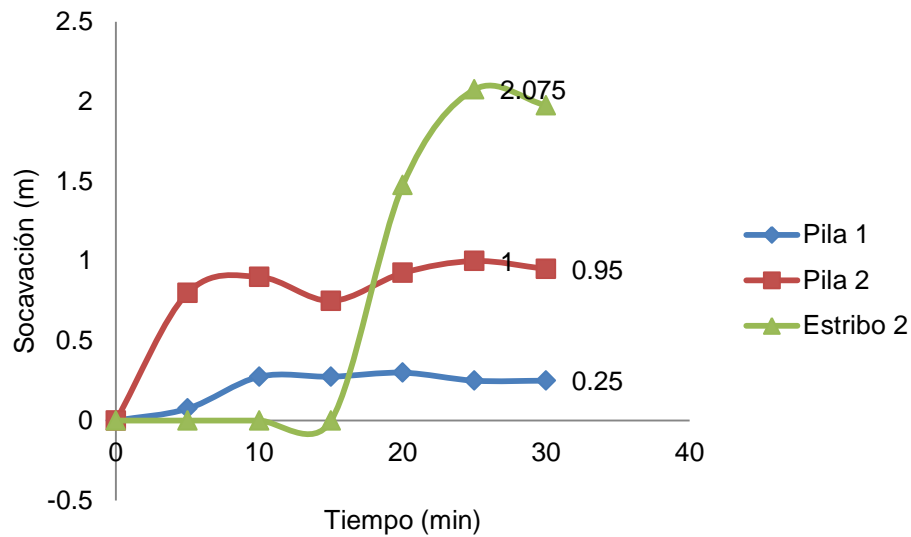


Figura 5.40. Segunda prueba de socavación local para  $T_r$  de 2 años.

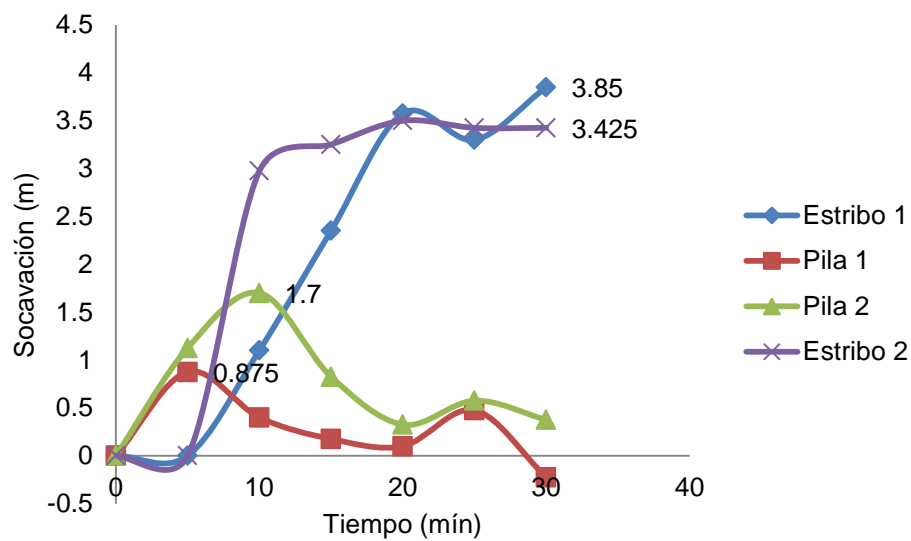


Figura 5.41 Segunda prueba de socavación local para  $T_r$  de 10 años.

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



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q= 74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.95 l/s			Qv= 11.77 l/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente(m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
0.033	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	0.16	0.25	0.70	0.85	0.59	-0.15	0.83	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00	0.56	0.40	0.71	0.21	0.65	0.06	0.78	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.49	0.53	0.39	0.70	0.13	0.58	0.21	0.76	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	0.69	0.06	0.41	0.66	0.04	0.66	0.13	0.76	0.74	0.00
	25	0.00	0.00	0.39	0.16	0.33	0.64	0.19	0.74	0.33	0.96	1.04	0.00
	30	0.00	0.00	0.61	0.05	0.31	0.28	0.19	0.79	0.25	0.84	0.99	0.00

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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/s			
	Tiempo (min)	Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
		Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)	Li (m)	Frente(m)	Ld (m)	Li (m)	Frente (m)	Ld (m)
0.052	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.73	1.14	1.20	1.09	1.04	0.65	1.16	0.61	0.00	0.00	0.00
	10	0.49	1.58	1.40	0.13	0.88	0.74	1.10	1.48	1.00	1.90	2.26	0.78
	15	0.80	2.08	1.81	0.56	0.74	0.50	0.59	1.04	0.69	1.97	3.54	1.11
	20	1.49	2.76	1.91	0.24	0.54	0.11	0.31	0.81	0.38	2.07	2.81	1.01
	25	1.61	2.56	1.71	0.29	0.43	0.45	0.46	1.01	0.35	2.02	2.73	1.15
	30	2.04	2.95	1.74	0.41	0.06	0.16	0.53	0.76	0.31	2.20	2.83	1.18

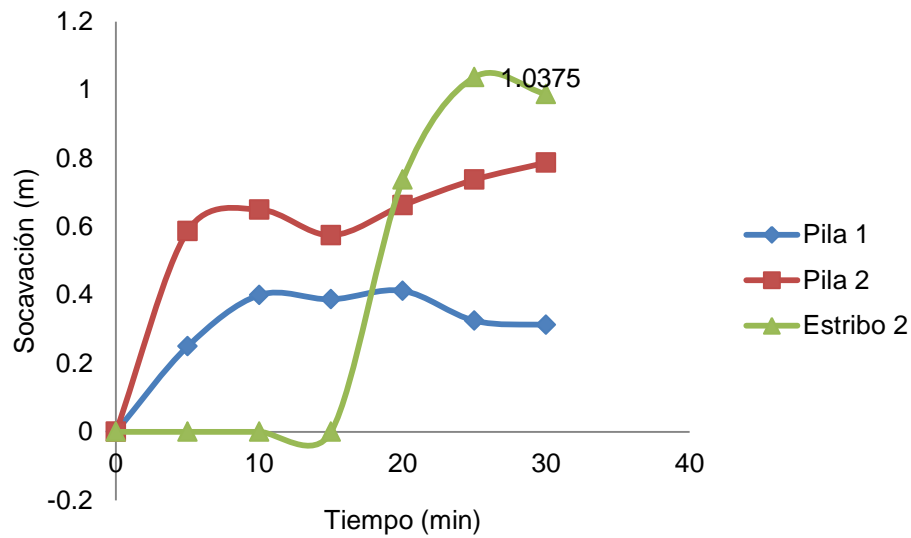


Figura 5.42 Promedio de pruebas 1 y 2 de socavación local para Tr 2 años.

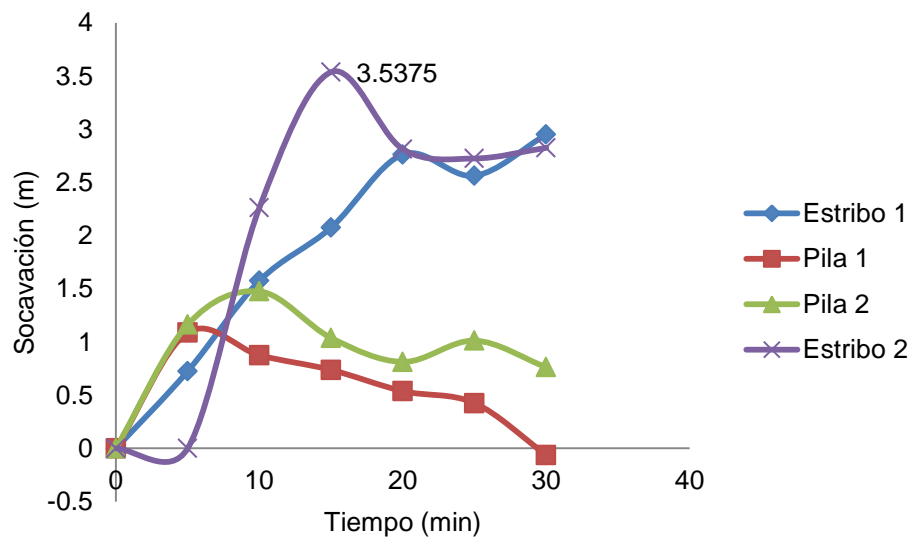


Figura 5.43 Promedio de pruebas 1 y 2. de socavación local para Tr 10 años.



### 5.8.2 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 ecuaciones 2.3 y 2.6 respectivamente.

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

$$D50 = \frac{0.692(KV)^2}{2g(Gs - 1)} \quad (2.3)$$

$$D50 = \frac{0.692(1.7(0.502))^2}{2(9.81)(2.65 - 1)}$$

$$D50 = 0.0155m \quad (R.22)$$

Para estribos de la ecuación 2.6 tenemos:

$$D50 = \frac{Kh}{Gs - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right)^{0.14} \quad (2.6)$$

$$D50 = \frac{0.61(0.036)}{2.65 - 1} \left( \frac{0.61^2}{9.81(0.036)} \right)^{0.14}$$

$$D50 = 0.0134 m \quad (R.23)$$

Únicamente contamos con los tamices 25.4 mm, 19.1mm, y 12.7 mm. Para el D50 de los estribos se utilizó el material que pasa 19.1 mm y el que retiene la de 12.7 mm, para el D50 de las pilas se utilizó el que pasa la 25.4 mm y la que retiene la 19.1 mm. 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, (Ver Figura 5.44).

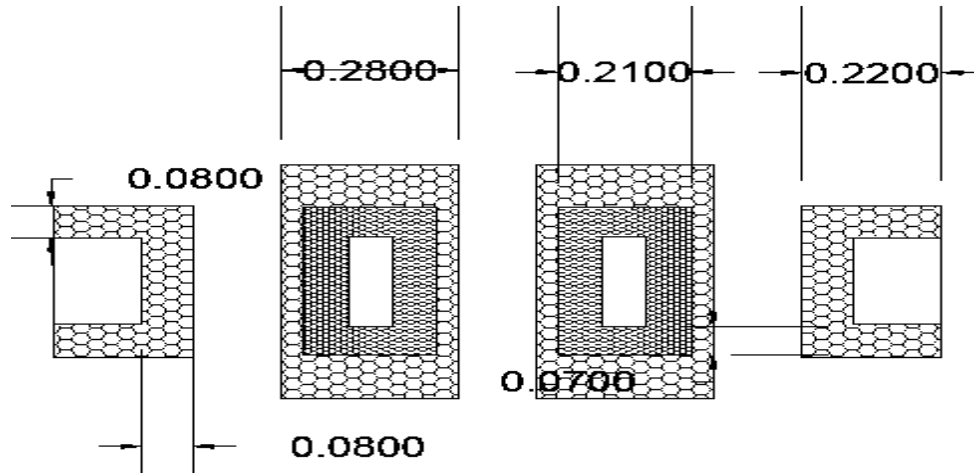


Figura 5.44 Acomodo del enrocado de acuerdo a Hec-Ras.

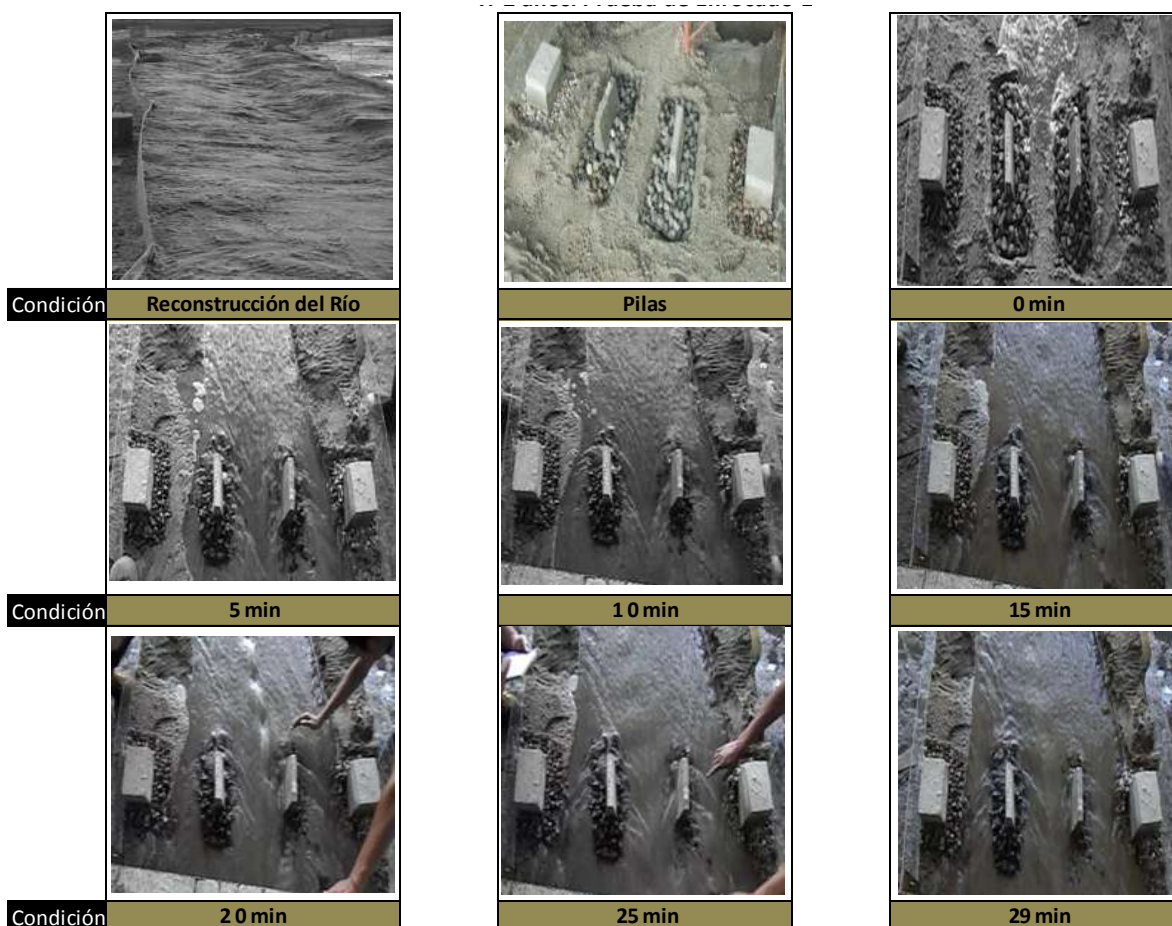


Figura 5.45. Prueba 1 con enrocado, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 2 años.

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



Figura 5.46 Prueba 2 con enrocado, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 2 años.

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



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.9 5 l/s			Qv= 11.77 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.0134m			D50= 0.0155m						D50=0.0134m		
		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.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	1.50	-0.30	0.00	0.70	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.50	-0.30	0.00	0.70	0.00	0.20	-0.10	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	1.60	-0.30	0.10	0.70	0.00	0.20	-0.10	0.00	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.60	-0.30	0.10	0.70	0.00	0.20	-0.20	0.00	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	1.60	-0.30	0.10	0.70	0.00	0.20	-0.20	0.00	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.60	-0.30	0.10	0.70	0.00	0.20	-0.20	0.00	0.00	0.00

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

Hv (m)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.9 5 l/s			Qv= 11.77 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.0134m			D50= 0.0155m						D50=0.0134m		
		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.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	1.50	0.10	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00	1.50	0.10	0.10	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.10	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.10	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

De los resultados de las tablas 5.9 y 5.10 se obtuvieron las siguientes graficas:

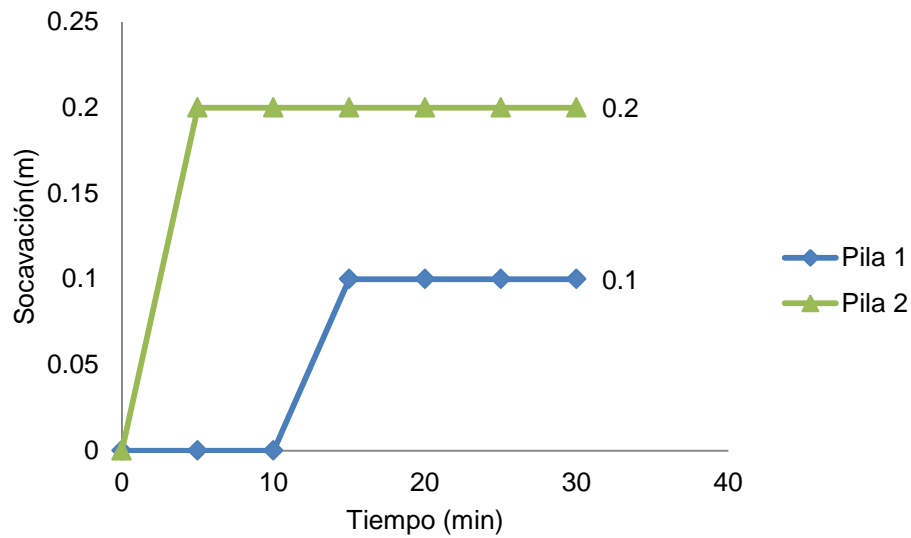


Figura 5.47 Socavación de la primer prueba de enrocado para  $T_r$  de 2 años.

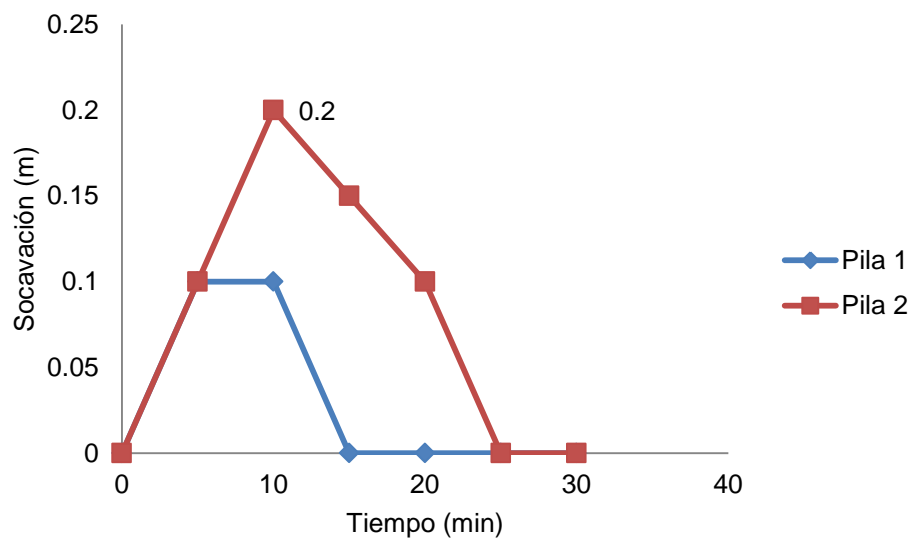


Figura 5.48 Socavación de la segunda prueba de enrocado para  $T_r$  de 2 años.

Al hacer un promedio de tales resultados resulta:



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.95 l/s			Qv= 11.77 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.0134m			D50= 0.01556m						D50=0.0134m		
		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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.75	0.60	0.05	0.35	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.75	0.60	0.05	0.40	0.00	0.20	-0.05	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.80	0.60	0.05	0.40	0.00	0.18	-0.05	0.00	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	0.80	0.60	0.05	0.40	0.00	0.15	-0.10	0.00	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	0.80	0.60	0.05	0.40	0.00	0.10	-0.10	0.00	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	0.80	0.60	0.05	0.40	0.00	0.10	-0.10	0.00	0.00	0.00

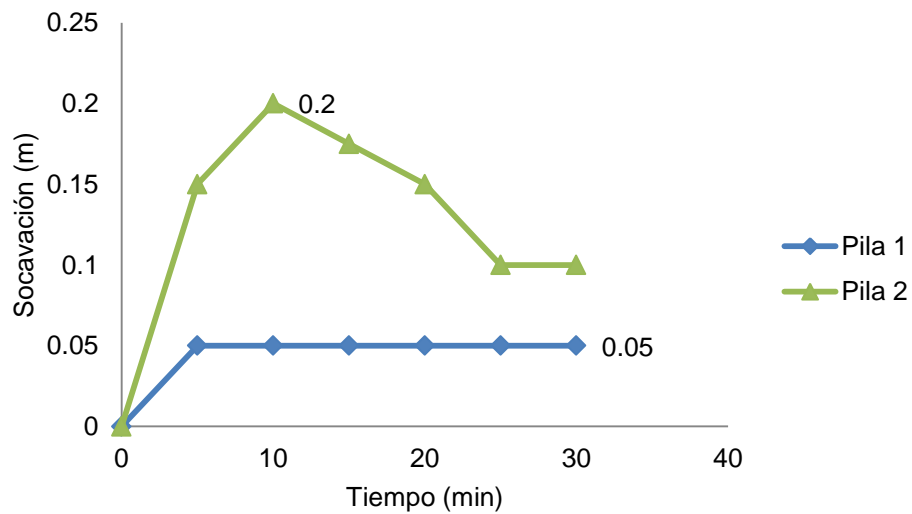


Figura 5.49 Promedio de la socavación con enrocado para Tr de 2 años.

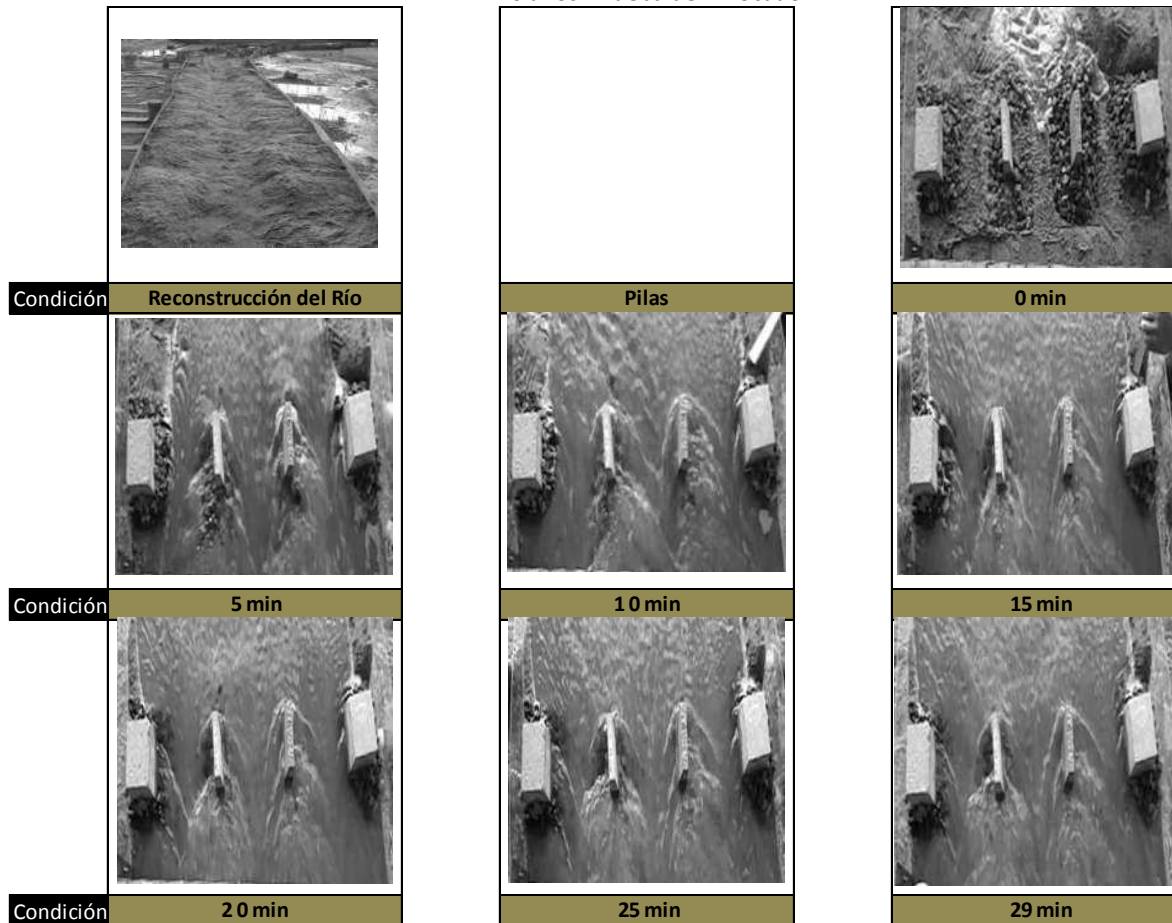


Figura 5.49 Prueba 1 con enrocado, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 10 años.

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.

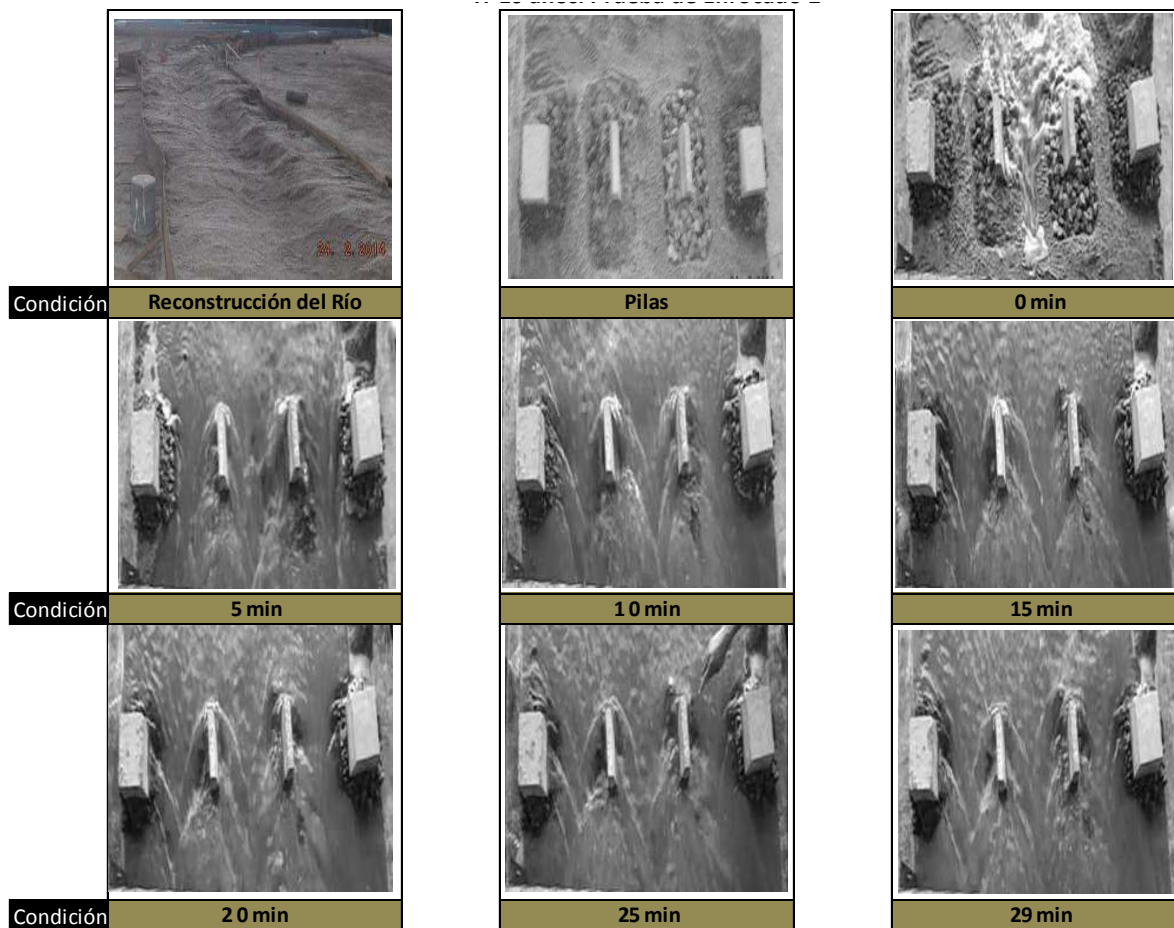


Figura 5.50 Prueba 2 con enrocado, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 10 años.

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 un mayor depósito del material en el enrocado de la pila 1.



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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.015m			D50= 0.017m						D50=0.015m		
		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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	2.00	0.70	0.30	0.20	0.50	-0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.83	1.18	1.10	1.08	0.50	0.45	0.13	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	1.68	0.63	1.03	0.58	0.50	0.50	0.98	1.85	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.68	0.55	1.13	0.70	0.50	0.50	0.60	2.10	0.38	0.00
	25	0.00	0.00	1.68	0.55	1.15	0.80	0.23	0.50	0.68	1.73	0.35	0.00
	30	0.00	0.00	1.68	0.60	1.15	0.58	0.28	0.65	0.73	1.93	0.38	0.00

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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.015m			D50= 0.017m						D50=0.015m		
		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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.08	0.85	0.10	0.13	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.38	0.55	1.13	0.70	0.60	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.38	0.60	1.05	0.15	0.33	1.48	0.68	0.00
	20	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.38	0.85	1.03	0.10	0.33	1.38	0.88	0.00
	25	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.35	0.98	0.93	0.60	0.33	1.50	1.90	0.00
	30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.73	0.90	0.55	0.38	1.48	1.90	0.00

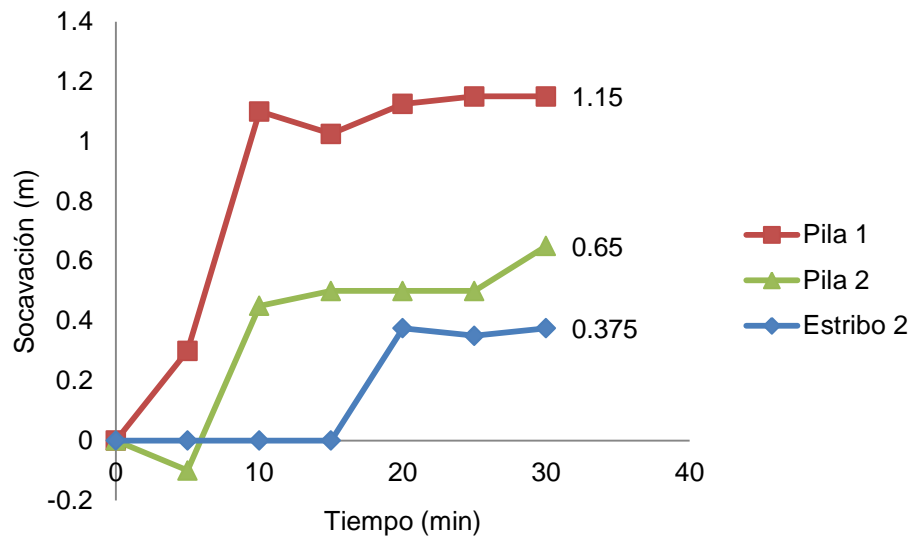


Figura 5.51 Socavación de la primer prueba con enrocado para  $T_r$  de 10 años.

En la figura 5.51, se observa 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 de 38.1 mm y retiene la 25.4 mm.

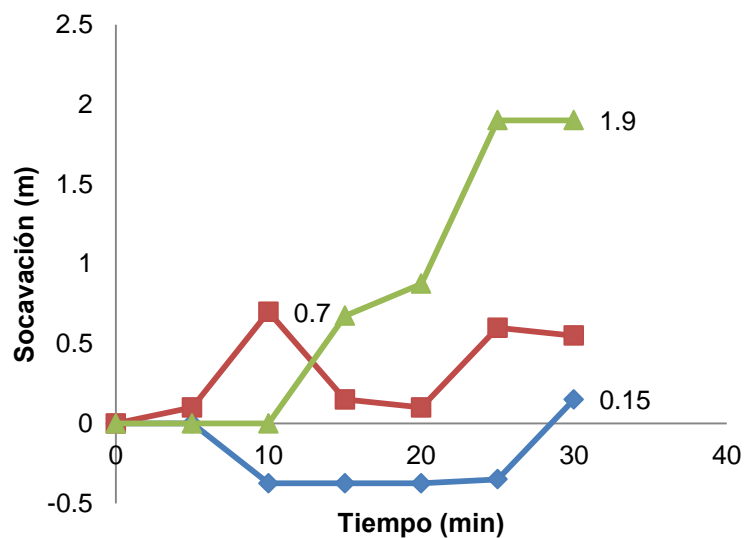


Figura 5.52 Socavación de la segunda prueba con enrocado para  $T_r$  de 10 años.



Tabla 5.14. Promedio de la socavación con enrocado, Tr de 10 años.

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/s			
	Tiempo (min)	D50=0.015m			D50= 0.017m						D50=0.015m		
		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 (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	1.00	0.35	0.15	0.64	0.68	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	0.91	0.59	0.36	0.81	0.81	0.58	0.36	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	0.84	0.31	0.33	0.59	0.78	0.33	0.65	1.66	0.34	0.00
	20	0.00	0.00	0.84	0.28	0.38	0.78	0.76	0.30	0.46	1.74	0.63	0.00
	25	0.00	0.00	0.84	0.28	0.40	0.89	0.58	0.55	0.50	1.61	1.13	0.00
	30	0.00	0.00	0.84	0.30	0.65	0.65	0.59	0.60	0.55	1.70	1.14	0.00

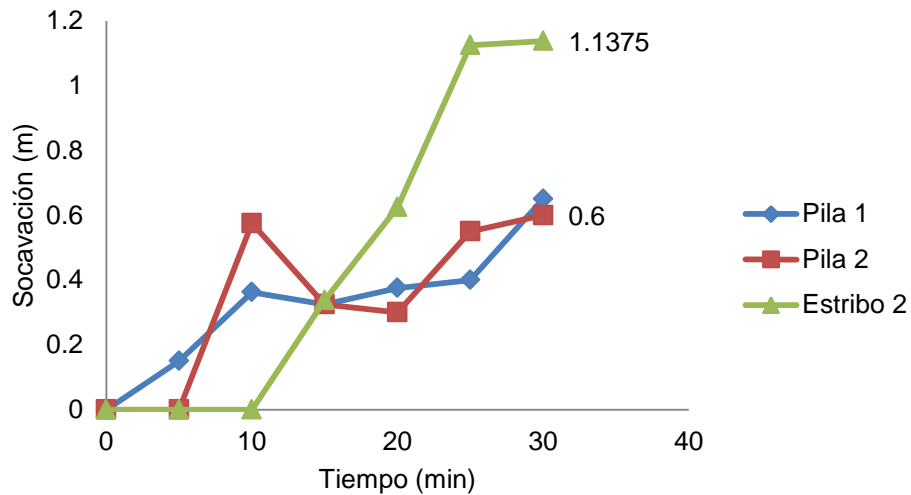


Figura 5.53 Promedio de la socavación en pilas y estribos con enrocado para Tr de 10 años.



### **5.8.3 PRUEBAS DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN (DIQUES) PARA EVITAR SOCAVACIÓN LOCAL EN EL PERIODO DE RETORNO “TR 10 AÑOS.”**

Hay que destacar que en el capítulo 2 se encuentra una descripción de los materiales de construcción de los diques. En el del río San Juan se utilizaron diques de lámina metálica, por la facilidad de cortarla así como de darle la forma aproximada al cuarto de elipse.

Como primer paso, 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:

*Tabla 5.15. Coordenadas del Dique que se aplicaran al modelo del río San Juan.*

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

El paso siguiente se comenzó a hacer pruebas con el periodo de retorno de 10 años, por ser el gasto con el cual el dique tiene más interacción.

En la figura 5.54 se muestran las pruebas realizadas en con diques; así mismo se tomaron lecturas cada 5 minutos.

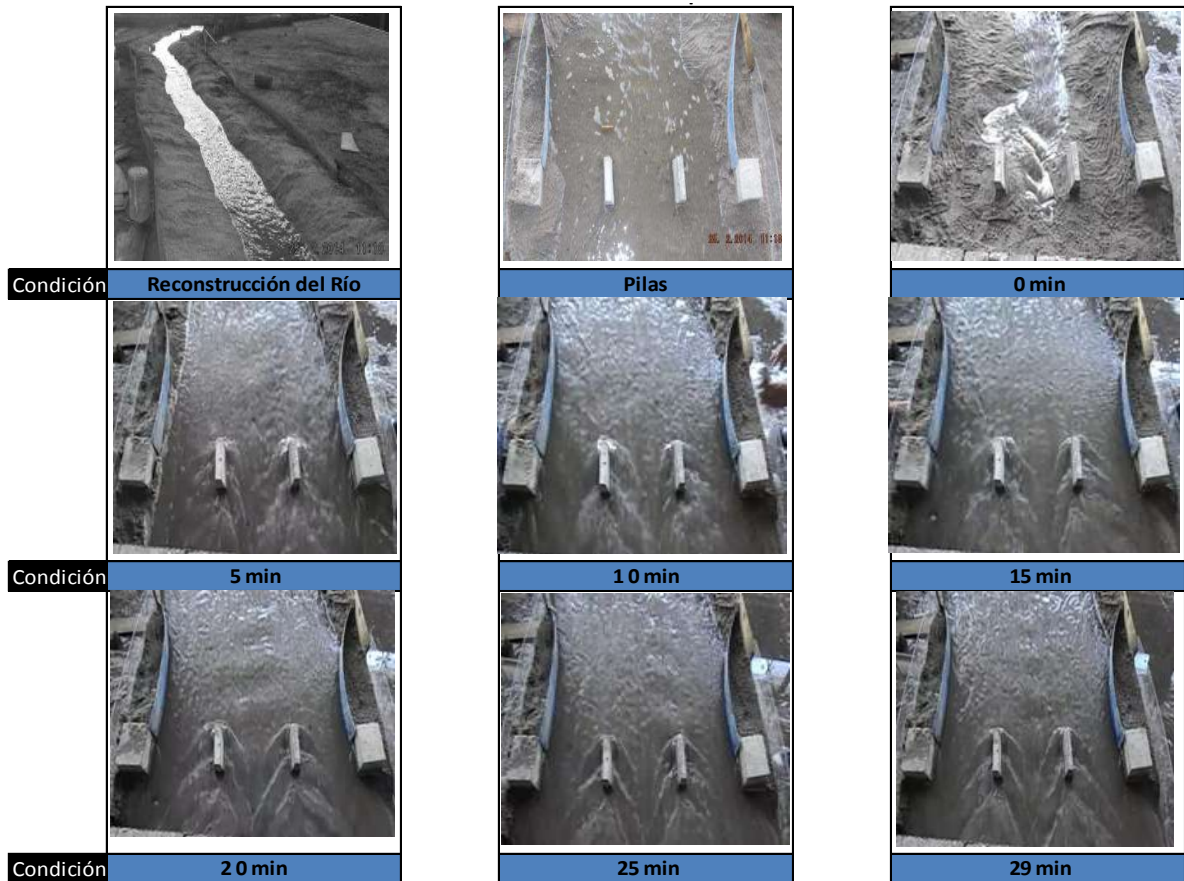


Figura 5.54 Prueba 1 con diques de encauzamiento, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 10 años.

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

A continuación se presentan los datos de la segunda prueba de los Diques de encausamiento:

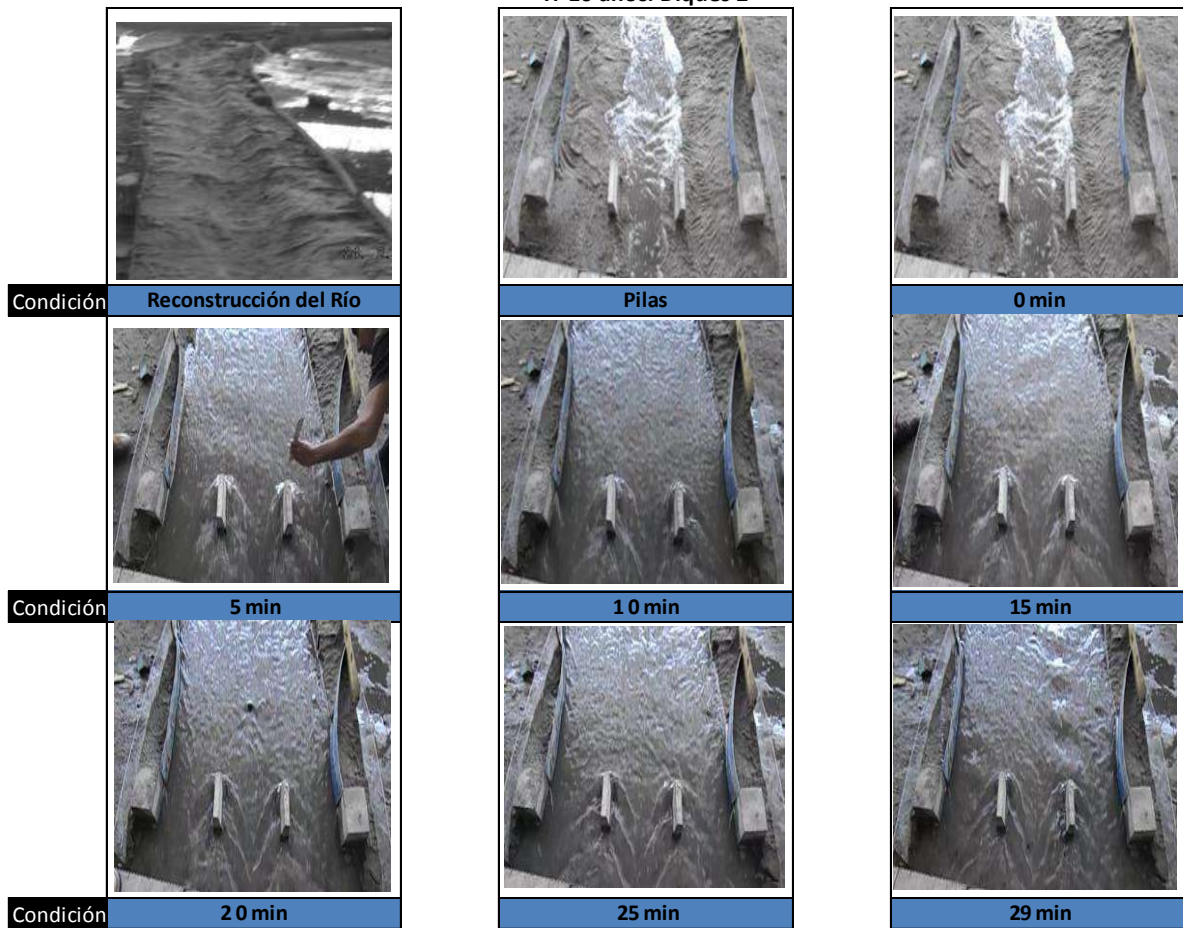


Figura 5.55 Prueba 2 con diques de encauzamiento, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 10 años.

En esta prueba al igual que la anterior se puede observar que el flujo después de los 15 minutos llega a tener una uniformidad con los estribos, pero en el caso de las pilas por el ángulo de esviajamiento que tiene el puente no es muy favorable con la pila 1 y 2. Los resultados se presentan en la tabla 5.16 y 5.17.



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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	1.68	1.48	1.90	1.03	0.73	0.70	0.43	1.25	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.93	0.60	0.88	0.63	1.03	0.98	1.13	1.70	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	1.48	0.33	0.78	0.30	1.10	1.10	1.30	1.83	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.23	0.58	0.03	0.55	0.78	1.18	1.00	1.48	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	1.40	0.60	0.23	0.68	0.88	0.88	0.70	1.50	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.63	0.63	0.73	0.65	0.73	0.93	0.48	1.10	0.00	0.00

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

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	1.85	1.53	1.85	1.28	1.48	2.33	1.15	1.63	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.98	1.13	1.38	0.80	1.35	1.13	1.28	1.90	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	1.83	1.13	0.15	1.08	1.28	2.03	1.00	1.88	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.73	1.08	0.15	1.13	1.28	1.43	0.83	1.75	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	1.85	0.93	0.15	0.93	1.03	1.53	0.85	1.53	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.58	1.25	0.15	1.10	0.68	1.18	0.60	1.63	0.00	0.00

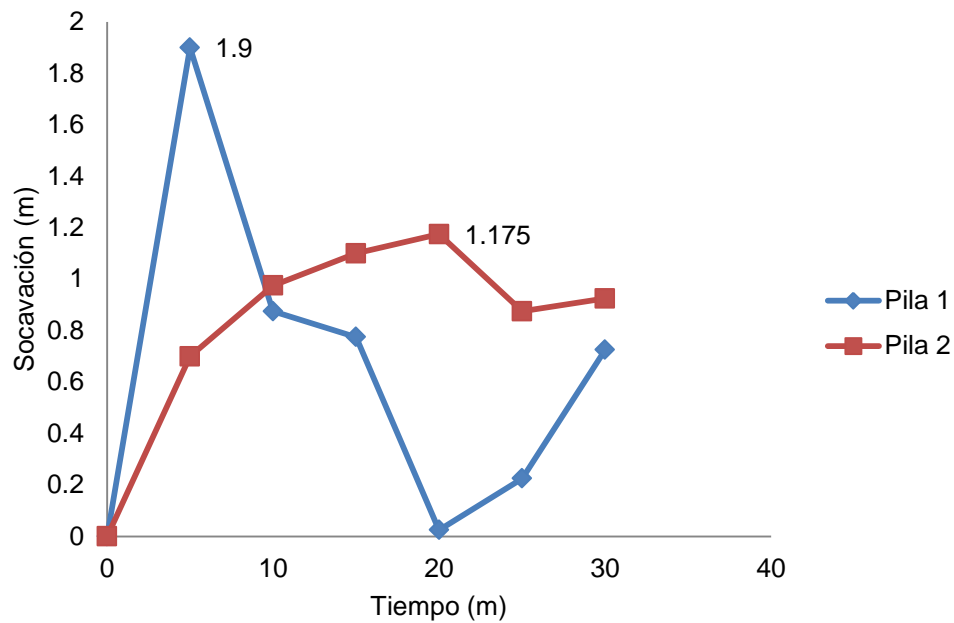


Figura 5.56 Primer prueba de la socavación en pilas y estribos con Diques para  $T_r$  de 10 años.

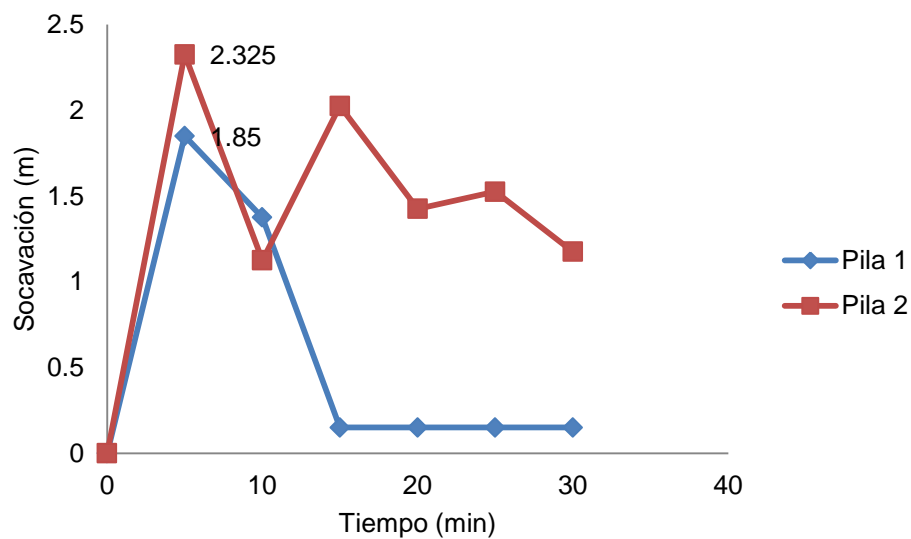


Figura 5.56 Segunda prueba de la socavación en pilas y estribos con Diques para  $T_r$  de 10 años.

Realizando un promedio de las pruebas 1 y 2 con diques obtenemos la gráfica 5.15.

Tabla 5.18. Promedio de las pruebas de socavación con diques para Tr de 10 años.

Hv (m)	Tr 10 años			Q= 145.54 m <sup>3</sup> /s			Qe= 23.28 l/s			Qv= 23.10 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	1.76	1.50	1.88	1.15	1.10	1.51	0.79	1.44	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.95	0.86	1.13	0.71	1.19	1.05	1.20	1.80	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	1.65	0.73	0.46	0.69	1.19	1.56	1.15	1.85	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	1.48	0.83	0.09	0.84	1.03	1.30	0.91	1.61	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	1.63	0.76	0.19	0.80	0.95	1.20	0.78	1.51	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.60	0.94	0.44	0.88	0.70	1.05	0.54	1.36	0.00	0.00

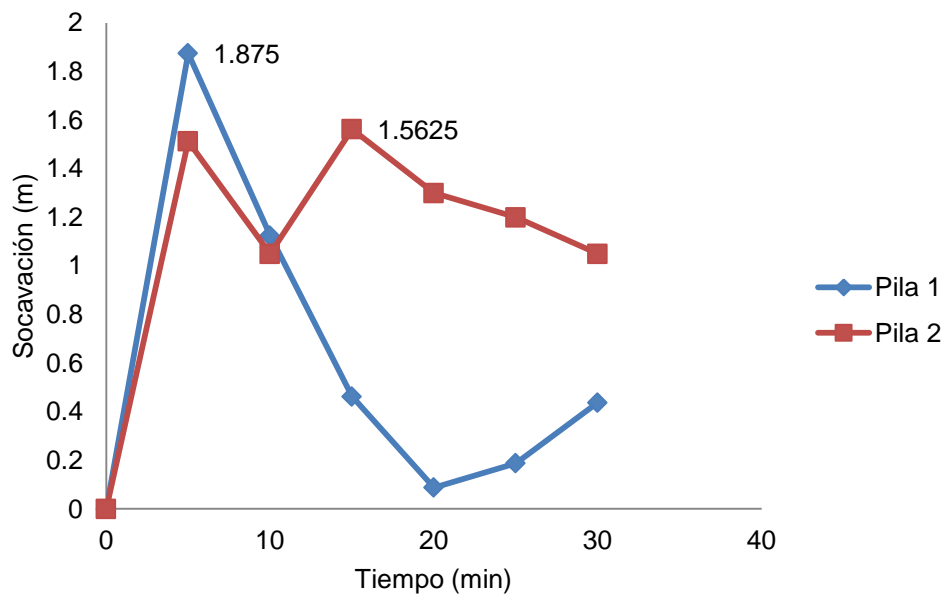


Figura 5.57. Promedio de la socavación con diques para Tr de 10 años.

#### 5.8.4 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.



Figura 5.56 Prueba 1 con diques y pantallas aguas arriba, comportamiento del flujo con las pilas y estribos para Tr de 2 años.

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 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.



Figura 5.57 Prueba 2 con diques y pantallas aguas arriba, Comportamiento del flujo con las pilas y estribos para  $T_r$  de 2 años.

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.



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

Hv (m)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.9 5 l/s			Qv= 11.77 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	1.38	1.60	1.55	1.83	1.20	-0.13	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	2.18	1.43	1.48	1.40	1.23	1.48	0.33	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	2.18	0.88	1.48	1.15	1.18	0.93	1.15	0.00	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	2.10	0.83	1.38	0.83	1.03	0.85	0.58	2.00	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	2.05	1.05	0.75	0.98	1.08	0.75	0.50	1.83	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.95	1.00	0.75	1.00	1.05	0.83	0.35	1.78	0.00	0.00

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

Hv (m)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.9 5 l/s			Qv= 11.77 l/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)
C.N.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	0.68	1.25	0.78	1.25	0.63	0.60	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	1.98	0.68	1.13	0.90	0.68	0.70	0.53	1.88	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	2.23	0.38	1.08	0.88	0.68	0.15	0.65	1.73	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	2.18	0.48	0.63	0.30	0.68	0.73	0.60	2.23	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	2.03	0.43	0.63	0.28	0.73	0.93	0.45	2.10	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.98	0.38	0.58	0.33	0.68	0.98	0.33	2.13	0.00	0.00

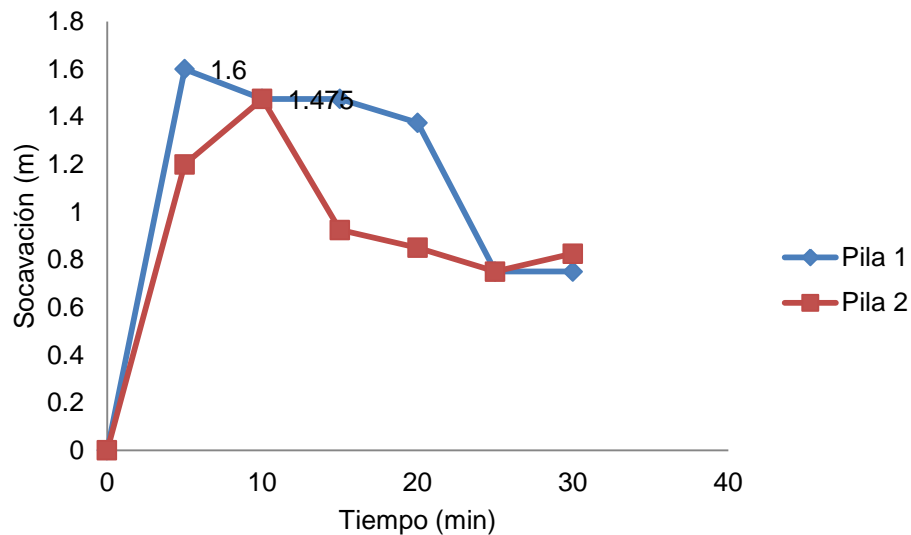


Figura 5.58 Socavación en prueba 1, diques y pantallas aguas arriba para  $T_r$  de 2 años.

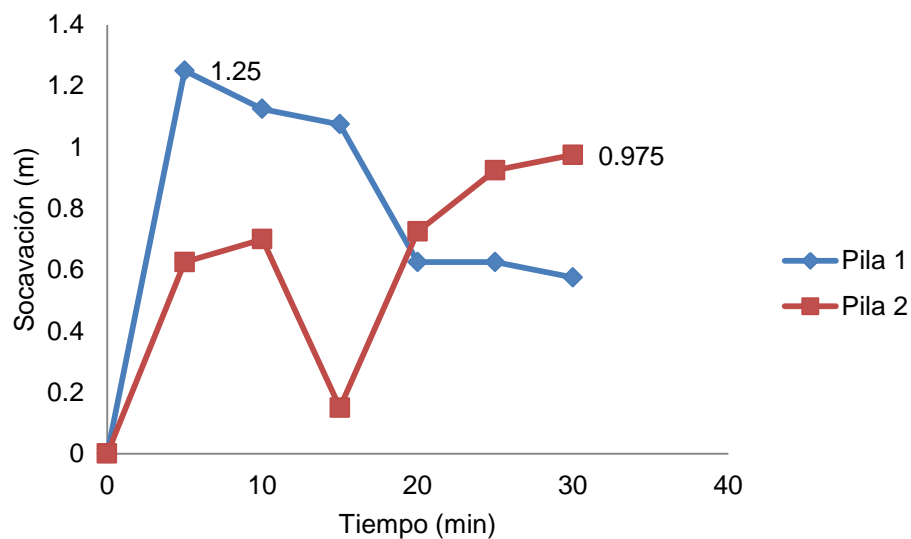


Figura 5.59 Socavación en prueba 2, diques y pantallas aguas arriba para  $T_r$  de 2 años.

Al hacer el promedio de la socavación calculada de los diques y las pantallas aguas arriba obtenemos la tabla 5.21 y la figura 5.60.

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

Hv (m)	Tiempo (min)	Tr 2 años			Q=74.72 m <sup>3</sup> /s			Qe= 11.9 5 l/s			Qv= 11.77 l/s		
		Estribo 1			Pila 1			Pila 2			Estribo 2		
		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.		4.00	4.00	4.00	2.70	2.80	2.70	3.00	3.10	3.00	3.90	3.90	3.90
Socavación (m)	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	0.00	0.00	0.00	1.03	1.43	1.16	1.54	0.91	0.24	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.00	2.08	1.05	1.30	1.15	0.95	1.09	0.43	0.94	0.00	0.00
	15	0.00	0.00	2.20	0.63	1.28	1.01	0.93	0.54	0.90	0.86	0.00	0.00
	20	0.00	0.00	2.14	0.65	1.00	0.56	0.85	0.79	0.59	2.11	0.00	0.00
	25	0.00	0.00	2.04	0.74	0.69	0.63	0.90	0.84	0.48	1.96	0.00	0.00
	30	0.00	0.00	1.96	0.69	0.66	0.66	0.86	0.90	0.34	1.95	0.00	0.00

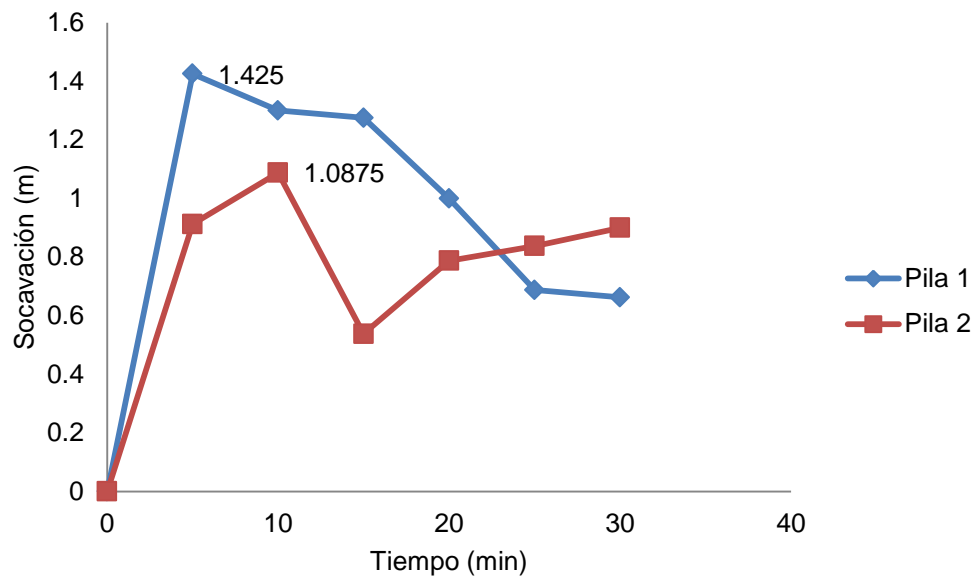


Figura 5.60 Socavación promedio en Diques y pantallas aguas arriba para Tr de 2 años.

## 5.9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

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

### 5.9.1 PERIDO DE RETORNO DE 2 AÑOS

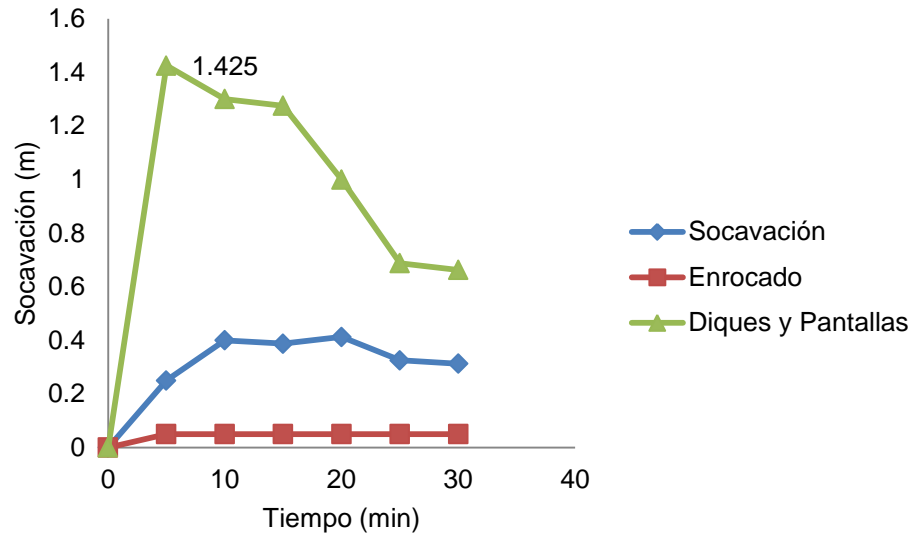


Figura 5.60. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 1, TR de 2 años.

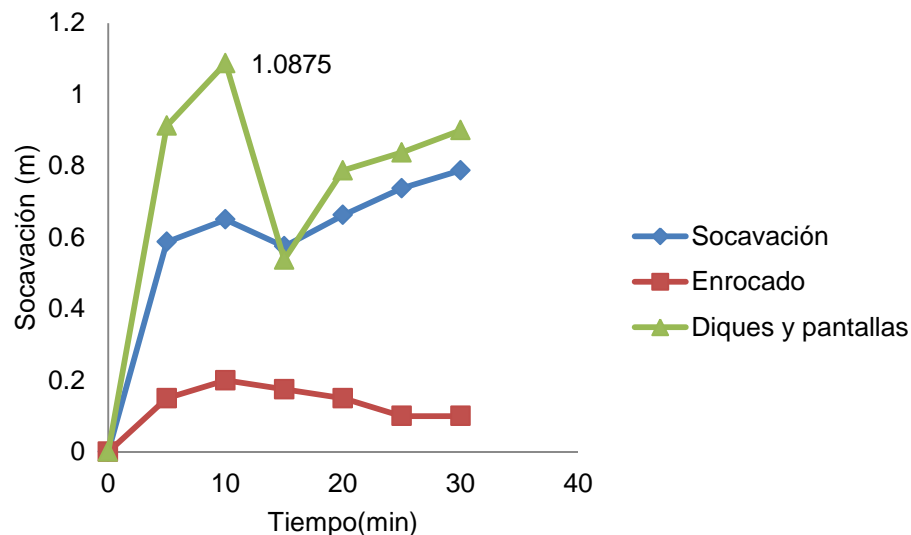


Figura 5.61 Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 2, TR de 2 años.

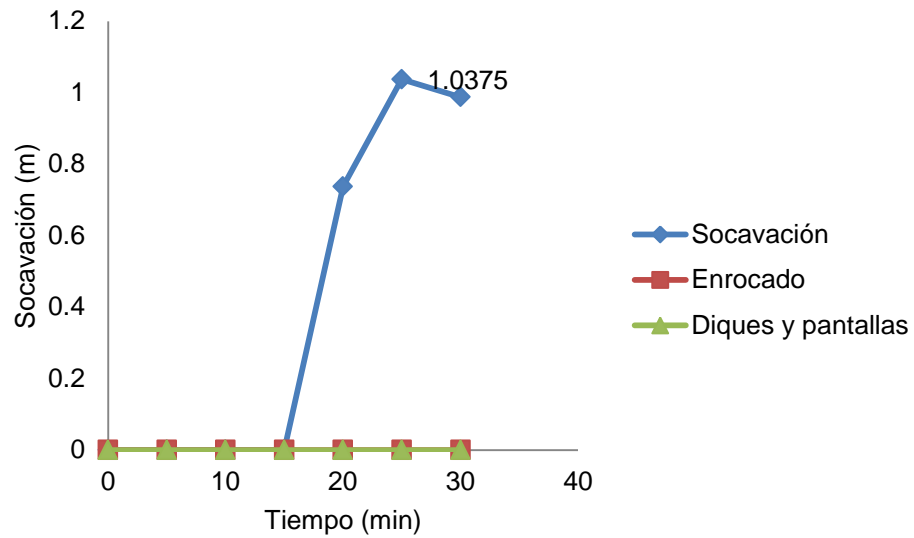


Figura 5.62. Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 2, TR de 2 años.

### 5.9.2 PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.

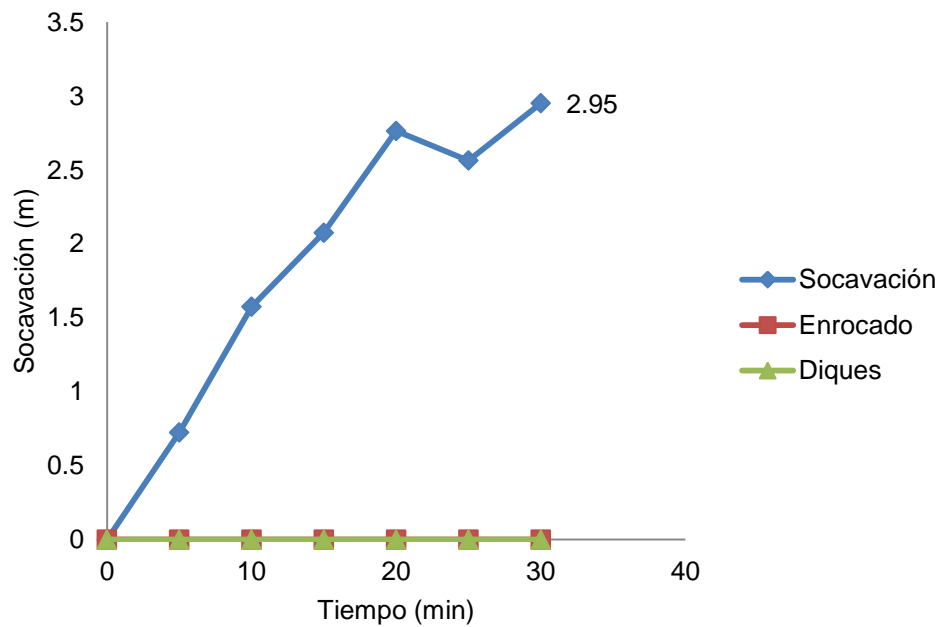


Figura 5.63 Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 1, TR de 10 años.

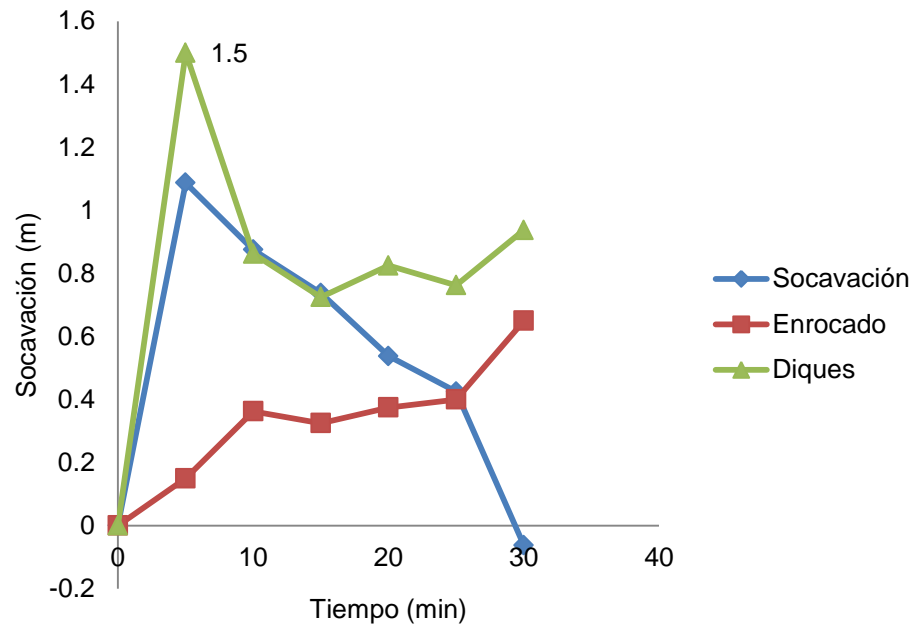


Figura 5.64 Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 1, TR de 10 años.

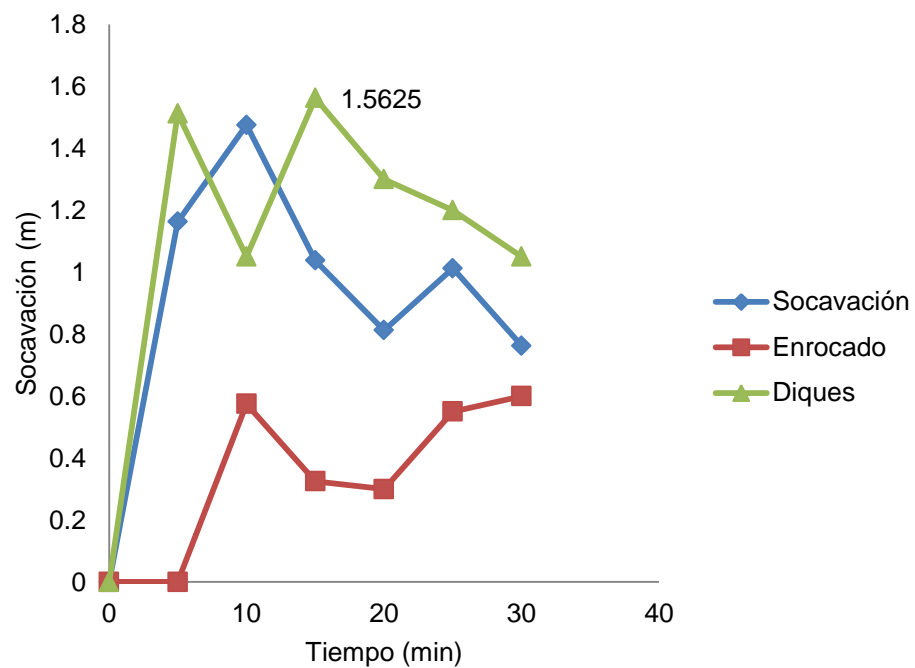


Figura 5.65 Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para pila 2, TR de 10 años.

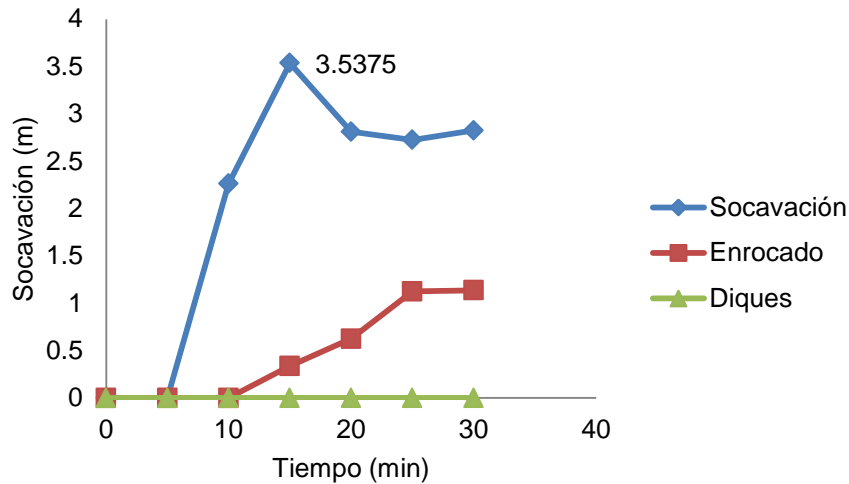


Figura 5.66 Socavación en condiciones normales, enrocado, diques y pantallas aguas arriba para estribo 2, TR de 10 años.

Las figuras 5.67 y 5.68, 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.

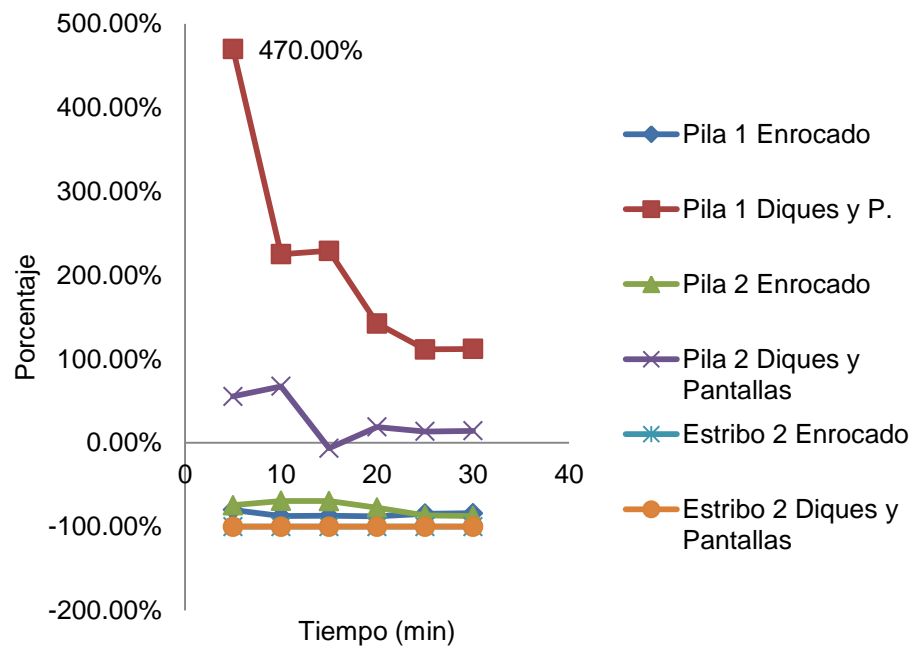


Figura 5.67 Disminución y aumento de la socavación local para Tr de 2 años

Por lo que vemos las pantallas aguas arriba dependiendo de la longitud del Thalweg, pueden llegar a incrementarnos la socavación en un 470%, mientras que en el enrocado encontramos resultados favorables con disminución de socavación del 69.23% al 100%.

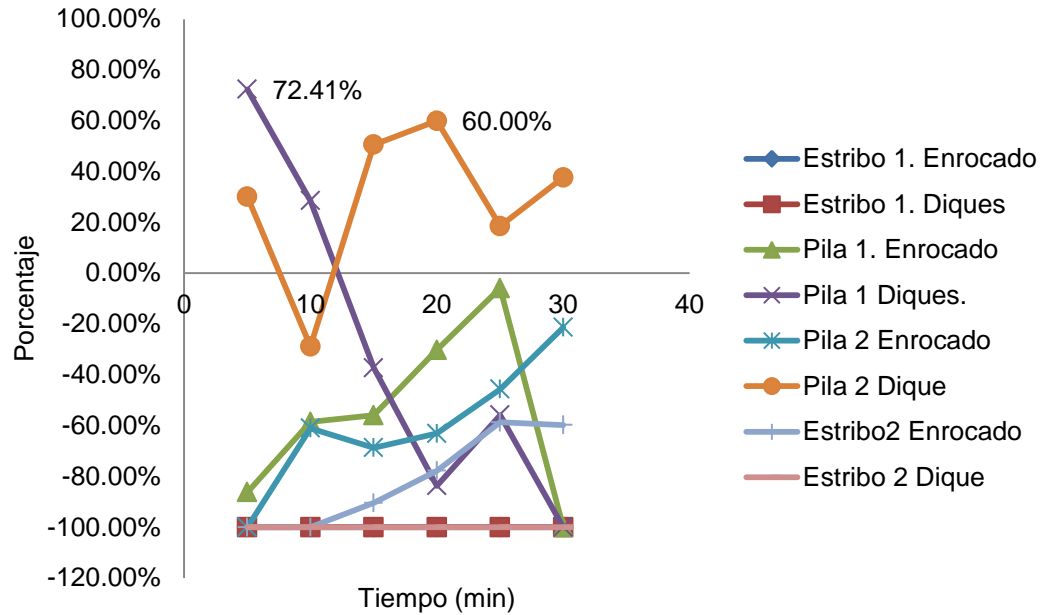


Figura 5.68 Disminución y aumento de la socavación local para Tr de 10 años.

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 la socavación aumenta 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 simulo el Tr de 50 años es necesario hacer una comparativa con las socavaciones del prototipo y las del modelo.

Tabla 5.22. Comparación de la socavación del modelo y el prototipo.

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



## 5.10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### **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.

### **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 ecuación Maza Álvarez, resultó más chico que el calculado con la ecuación 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).



## **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.
- 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.





# **CAPITULO 6 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO 2, SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS CIRCULARES CON DIFERENTE RUGOSIDAD**



## 6.1 PREPARACIÓN DEL MODELO

Se han llevado a cabo diversos estudios, para solucionar el problema de socavación, en los cuales se ha considerado al número de Froude como el parámetro principal en el fenómeno de socavación, y se puede considerar cierto, ya que el número de Froude es proporcional a la velocidad del flujo y dependiendo de la magnitud de ésta, será la capacidad de socavación de la corriente.

La idea principal que dio origen a esta investigación, es la observación de la forma de la pelota de golf y al estudiar más a detalle la mecánica de fluidos con la que se desplaza en el aire, se advierte que el número de Reynolds es el principal parámetro que rige el movimiento de la pelota en el flujo, ya que al calcular el número de Reynolds, que resulta de los diámetros de las pelotas de otros deportes entre las velocidades promedio a la que se desplazan, se observa que todas entran en un mismo rango de valores de dicho número.

Por todo lo anterior y observando en el capítulo 3, se construyó un modelo hidráulico reducido (Modelo 2) en el cual, se analizó la socavación local en pilas circulares con ocho rugosidades distintas.

## 6.2 EXPERIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta que el objetivo del modelo 2 que fue determinar la influencia de distintas rugosidades artificiales en pilas de sección circular, se tuvo la necesidad de llevar a cabo dos tipos de ensayos de laboratorio, el primero para determinar la velocidad de inicio del movimiento de la partícula del material, propuesto para ser utilizado en el ensayo base como lecho erosionable; y el segundo para determinar la socavación local al pie de la pila con diferentes rugosidades en un modelo hidráulico.

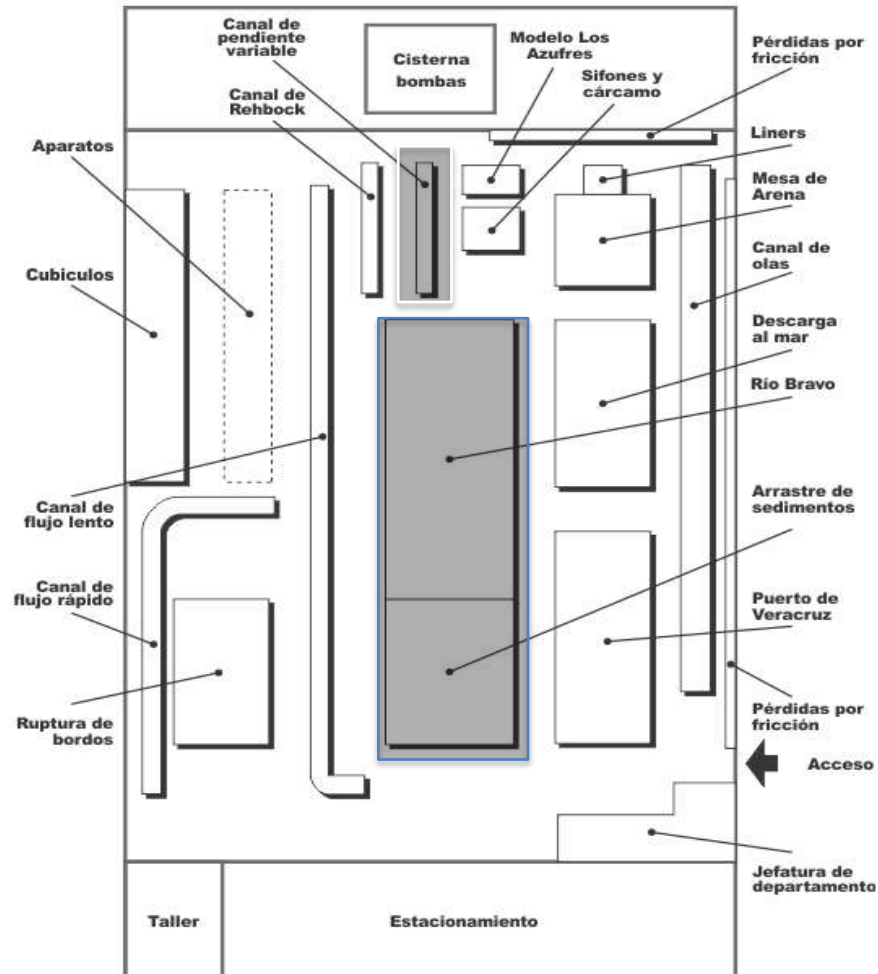


Figura 6.1 Mapa de localización de los modelos utilizados.

En la imagen 6.1 se observan todos los prototipos de canales que existen en el laboratorio, entre estos se destaca el canal de pendiente variable que es el que se utilizará para la elaboración del modelo 2 y así mismo se observa el del Río bravo que es el que se utilizó para hacer el modelo 1 del río San Juan en el capítulo 4.

Lo que se propone realizar en este modelo es medir la socavación local al pie de la pila circular con diferentes rugosidades, sometiéndolas a tres diferentes gastos crecientes (Gasto mínimo, medio y máximo) de acuerdo a la capacidad del canal y los periodos de retorno más cortos del estudio hidrológico (2 y 10 años).



*Figura 6.2 Canal de pendiente variable del laboratorio de Hidráulica.*

Este canal de pendiente variable tiene la capacidad de simular un gasto de 26 l/s del cual, nos basaremos para determinar tres gastos crecientes para realizar las pruebas de la socavación local en pilas circulares con distinta rugosidad.

### **6.3 ADECUACIÓN DE LA INSTALACIÓN**

1. Una rampa con una inclinación menor a  $15^\circ$  para evitar en lo posible turbulencia por el cambio de sección.
2. Una plataforma horizontal para estabilizar el flujo después de la rampa.
3. Una estructura para retener el material del foso de socavación.
4. Un dissipador de energía aguas arriba del canal.
5. Un vertedor tipo Rehbock para medir los gastos.
6. Estructura para contener el material que es arrastrado por el flujo, para evitar su paso a la cisterna.
7. Un limnómetro de gancho para medir los niveles del flujo.

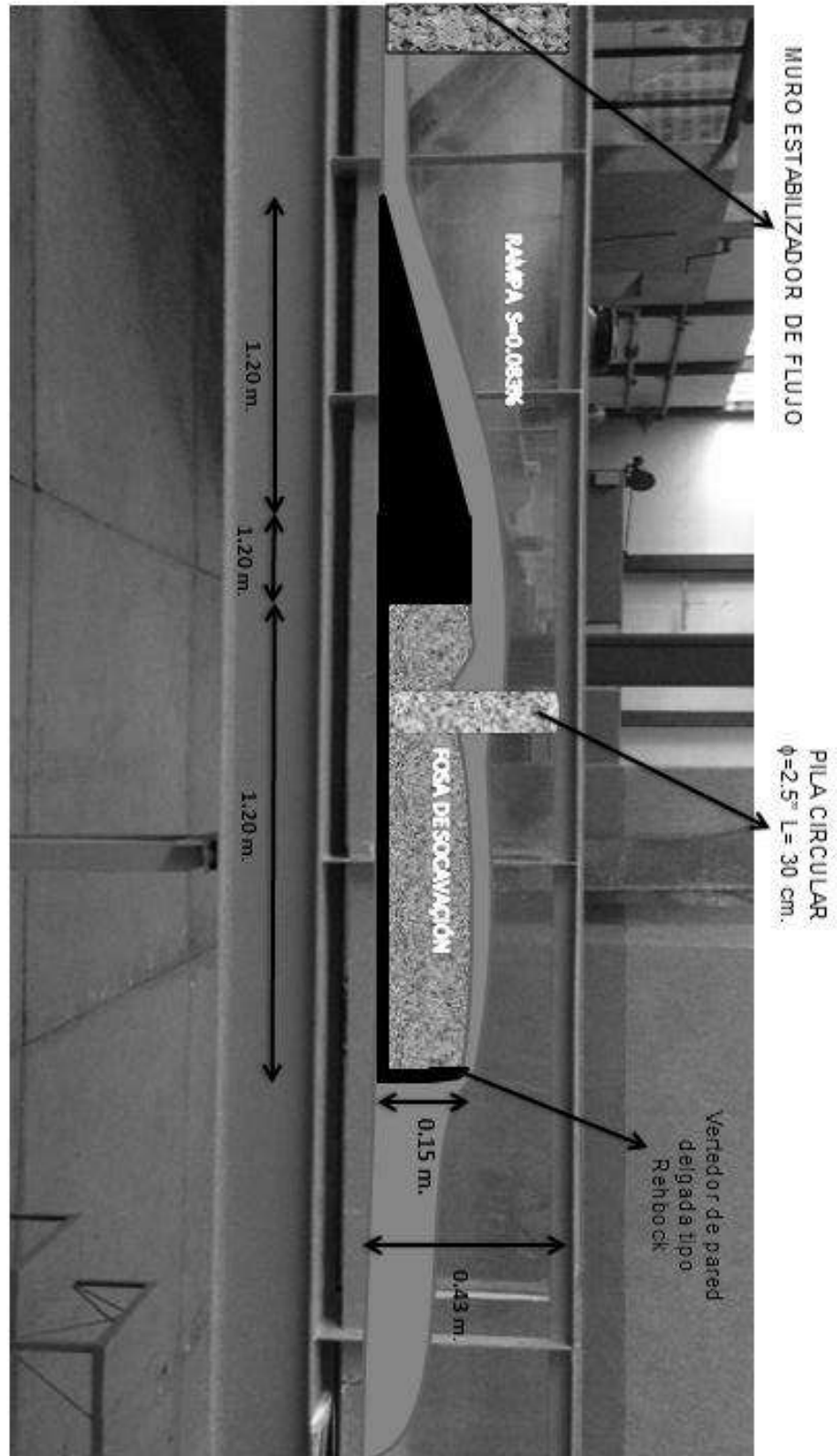


Figura 6.3 Características del Prototipo del modelo 2.

## 6.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

Como se puede observar en la figura 6.3, este es el prototipo en el que nos basaremos para la construcción del modelo 2.

Para construir la estructura del prototipo, se usó una lámina completa de acrílico con espesor de 9 mm, la cual, de acuerdo a las dimensiones del canal se calcularon para tener un mejor confort y desempeño durante las pruebas. A continuación se presentan algunas imágenes de la construcción de la estructura:



*Figura 6.4 Construcción de foso de socavación.*



*Figura 6.5 Construcción del vertedor tipo Rehbock*



*Figura 6.6 Construcción de la rampa.*



*Figura 6.7 Construcción de la plataforma de transición.*



*Figura 6.8 Construcción del sostenimiento de la plataforma.*



*Figura 6.9 Estructura para retener el foso de socavación.*



*Figura 6.10 Estructura del modelo 2 terminada.*

## 6.5 VELOCIDAD DE INICIO DEL MOVIMIENTO DE LA PARTÍCULA

En el experimento base se estudió la socavación local, por lo cual no debe haber aportación de material de aguas arriba, esto implica que se deba trabajar en condiciones de agua clara, lo que hace necesario conocer el gasto con la cual las partículas del material utilizado para el foso de socavación inician su movimiento, para que en el experimento principal se trabaje con velocidades ligeramente inferiores a ella.

Para fines de este estudio se determinó el gasto con el cual comenzó el inicio del movimiento de la partícula por medio de ensayos de laboratorio realizados en el canal de pendiente variable del laboratorio de Hidráulica de la UMSNH, para lo que se hicieron algunas adecuaciones a la instalación, además de la elaboración de una metodología.

### 1) MONTAJE DEL MODELO EN EL CANAL

Antes de comenzar este paso, el canal se puso en pendiente horizontal con la finalidad de tener un tirante constante a lo largo de él.



*Figura 6.11 Modelo colocado en el canal.*

## 2) COLOCACIÓN DE LA ARENA

Para este caso la arena que se usó fue la misma que se empleó para la construcción del modelo 1 capítulo 4, esta se introdujo en la estructura del foso de socavación y se marcó el nivel de 15 cm de espesor como se mostró en el prototipo de la figura 6.1.



Figura 6.12 Foso de socavación colocado en el canal.

## 3) SIMULACIÓN DE GASTOS.

En este apartado se empezaron a simular diversos gastos con la finalidad de ajustar el vertedor tipo Rehbock y determinar el gasto con el cual se iniciaba el movimiento de las partículas del foso de socavación. Para esto, se hicieron varias mediciones de gastos volumétricos para poder encontrar el coeficiente de descarga del vertedor y ajustarlo a nuestras mediciones de gastos.

De acuerdo a la ecuación para un vertedor rectangular sin contracciones, el gasto está dado por:

$$Q = C_d L H^{1.5} \quad (6.1)$$

Dónde:  $C_d$  es el coeficiente de descarga del vertedor;  $L$  es la longitud del vertedor;  $H$  es la carga sobre el vertedor.

Utilizando una tina con capacidad de 30 litros, graduada a cada 5 litros, y un cronometro se realizaron las siguientes mediciones volumétricas:



### Medición volumétrica 1:

En esta medición se observó que con este gasto las partículas dejaban de tener movimiento, por lo que se consideró como el primer gasto inicial para las pruebas (gasto mínimo).

Volumen calculado: 15 litros.

Tabla 6.1 Medición volumétrica 1.

Medición Número	(Segundos)
1	9.46
2	9.96
3	9.27
4	9.42
5	9.62
6	10.00
7	10.14
8	9.67
9	10.05
10	10.05
11	10.15
12	10.18
13	10.28
Promedio:	9.87

Aplicando la ecuación 6.2 calculamos el gasto e función del volumen y el tiempo:

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}} \quad (6.2)$$

$$Q = \frac{15 \text{ l}}{9.87 \text{ s}}$$

$$Q = 1.52 \text{ l/s.} \quad (R.24)$$

**Medición volumétrica 2:**

Volumen calculado: 15 litros.

*Tabla 6.2 Medición volumétrica 2.*

Medición Número	(Segundos)
1	12.55
2	12.03
3	12.96
4	12.73
5	12.40
6	12.12
7	12.39
8	12.48
9	12.93
Promedio:	12.51

Sustituyendo los datos de la medición volumétrica 2 en la ecuación 6.2 tenemos:

$$Q = \frac{15 \text{ l}}{12.51 \text{ s}} \quad (6.2)$$

$$Q = 1.20 \text{ l/s} \quad (\text{R.25})$$

**Medición volumétrica 3:**

Volumen calculado: 30 litros.

Tabla 6.3 Medición volumétrica 3.

Medición Número	(Segundos)
1	18.55
2	18.45
3	18.39
4	19.53
5	18.84
6	19.68
7	18.09
8	19.77
9	19.12
10	19.58
11	19.18
Promedio:	19.02

Aplicando los datos de la medición de la tabla 6.3 en la ecuación 6.2 obtenemos el gasto (R.26)

$$Q = \frac{30 \text{ l}}{19.02 \text{ s}} \quad (6.2)$$

$$Q = 1.58 \text{ l/s} \quad (R.26)$$

**Medición volumétrica 4:**

Volumen calculado: 30 litros.

*Tabla 6.4 Medición volumétrica 4.*

Medición Número	(Segundos)
1	5.27
2	5.17
3	5.33
4	5.48
5	5.28
6	5.68
7	5.25
8	5.23
9	5.40
10	5.53
Promedio:	5.36

Calculando el gasto con los datos de la tabla 6.4 nos resulta que:

$$Q = \frac{30 \text{ l}}{5.36 \text{ s}} \quad (6.2)$$

$$Q = 5.59 \text{ l/s} \quad (\text{R.27})$$

**Medición volumétrica 5:**

Volumen calculado: 30 litros.

Tabla 6.5 Medición volumétrica 5.

Medición Número	(Segundos)
1	4.67
2	4.65
3	4.27
4	4.48
5	4.31
6	4.68
7	4.15
8	4.43
9	4.34
10	4.12
11	4.28
Promedio:	4.40

Calculando el gasto nos resulta que

$$Q = \frac{30 \text{ l}}{4.40 \text{ s}} \quad (6.2)$$

$$Q = 6.82 \text{ l/s} \quad (\text{R.28})$$

De acuerdo a las mediciones volumétricas, se ajusta el coeficiente de descarga del vertedor realizando un promedio de estas mediciones y aplicándolo a la ecuación 6.1.

$$Q = C_d LH^{1.5} \quad (6.1)$$

Si despejamos el  $C_d$  de la ecuación 6.1 y nos resulta la ecuación (6.3):

$$C_d = \frac{Q}{LH^{1.5}} \quad (6.3)$$



Por lo tanto si hacemos un promedio del gasto máximos y mínimos medidos de las mediciones volumétricas tenemos los siguientes datos:

Datos:

$$L=0.30 \text{ m};$$

$$H1=0.05 \text{ m}, Q1=0.00152 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$H2=0.085 \text{ m}, Q2= 0.00682 \text{ m}^3/\text{s};$$

Sustituyendo estos datos en la ecuación (6.3) para tener los coeficientes de descarga siguientes:

$$C_{d1} = \frac{Q}{LH^{1.5}} = \frac{0.00152}{0.30(0.05^{1.5})} = 0.4532 \quad (\text{R.29})$$

$$C_{d2} = \frac{Q}{LH^{1.5}} = \frac{0.00682}{0.30(0.085^{1.5})} = 0.9173 \quad (\text{R.30})$$

Por lo tanto el Cd para nuestro vertedor rectangular de pared delgada se sustituyen los valores (R.29 y R.30) en la ecuación (6.4):

$$C_{dprom} = \frac{C_{d1} + C_{d1}}{2} \quad (\text{6.4})$$

$$C_{dprom} = \frac{0.4532 + 0.9173}{2} = 0.6853 \quad (\text{R.31})$$

Por lo tanto nuestra ecuación queda de la siguiente manera:

$$Q = 0.6853LH^{1.5} \quad (\text{6.5})$$

Una vez teniendo lo anterior se toman los gastos con los cuales se realizaran las pruebas a las pilas de distintas rugosidades (Ver tabla 6.6).

*Tabla 6.6 Gastos que se realizaran en cada prueba de las pilas.*

Gastos l/s	Concepto
1.520	Mínimo
5.595	Medio
6.821	Máximo

Cabe recordar que el gasto con el cual se inicia el principio del movimiento de la partícula es el gasto mínimo de la tabla 6.6 y que será usado para la determinación de la socavación local en las pilas circulares.



*Figura 6.13 Prueba del inicio del movimiento de las partículas.*



Figura 6.14 Vertedor rectangular der pared delgada en funcionamiento.

## 6.5 SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE LA PILA CON DIFERENTES RUGOSIDADES

Para llevar a cabo el proceso de las pruebas de socavación local en las pilas se preparó la siguiente metodología:

### 6.5.1 METODOLOGÍA

1. Remover el material del foso de socavación al centro de éste para poder colocar la pila hasta el fondo del canal y asegurarse de que esté completamente nivelada, procurando que la arena no se compacte y acorace.
2. Colocar la pila en el lugar designado, asegurando la verticalidad y posición de la misma.
3. Nivelar con la ayuda de una regla el material del lecho erosionable.
4. Poner a funcionar la bomba general del laboratorio para poder abrir la válvula del canal de pendiente variable con capacidad de 26 l/s.
5. Llenar lentamente el canal, abriendo la válvula de 6" una vuelta y esperar a que el vertedor aguas abajo empiece a derramar, para evitar el movimiento de las partículas del material del lecho erosionable.

6. Una vez que el agua comience a derramarse en el vertedor aguas abajo, abrir rápidamente la válvula hasta llegar al tirante marcado sobre el cristal de los gastos ya calculados anteriormente.
7. Al iniciar el proceso de socavación al pie de la pila, empezar la cuenta de tiempo de duración del ensayo, el cual se determinó en quince minutos.
8. Una vez transcurrido el tiempo del ensayo, cerrar ambas válvulas de alimentación y apagar el equipo de bombeo.
9. Quitar la placa de retención de los sedimentos del canal aguas abajo.
10. Transcurrido el tiempo, tomamos las lecturas de la profundidad de socavación local final al pie de la pila
11. Como serán tres gastos por probar en cada pila, una vez que haya terminado la prueba inmediatamente con una llana se vuelve a recomodar la arena a su nivel original procurando que quede nivelada tanto la pila y el foso de socavación para así, repetir los pasos del 5 al 10 nuevamente.
12. Para los ensayos posteriores, repetir esta metodología.



*Figura 6.15 Nivelación del fondo de socavación y de la pila.*

### 6.5.2 CONSTRUCCIÓN DE RUGOSIDADES DE LAS PILAS

Como ya se mencionó con anterioridad, se emplearán ocho pilas circulares con diferente rugosidad con la finalidad de determinar cuál de todas estas rugosidades es la que reduce en un porcentaje mayor la socavación local al pie de la pila. De acuerdo a los experimentos llevados a cabo en investigaciones anteriores, se propusieron las siguientes rugosidades con sus respectivas dimensiones:

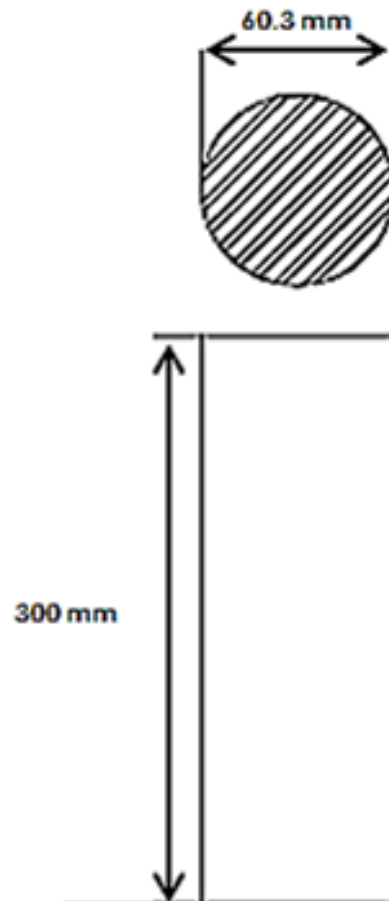


Figura 6.16 P1.- Pila sin rugosidad artificial (detalles)

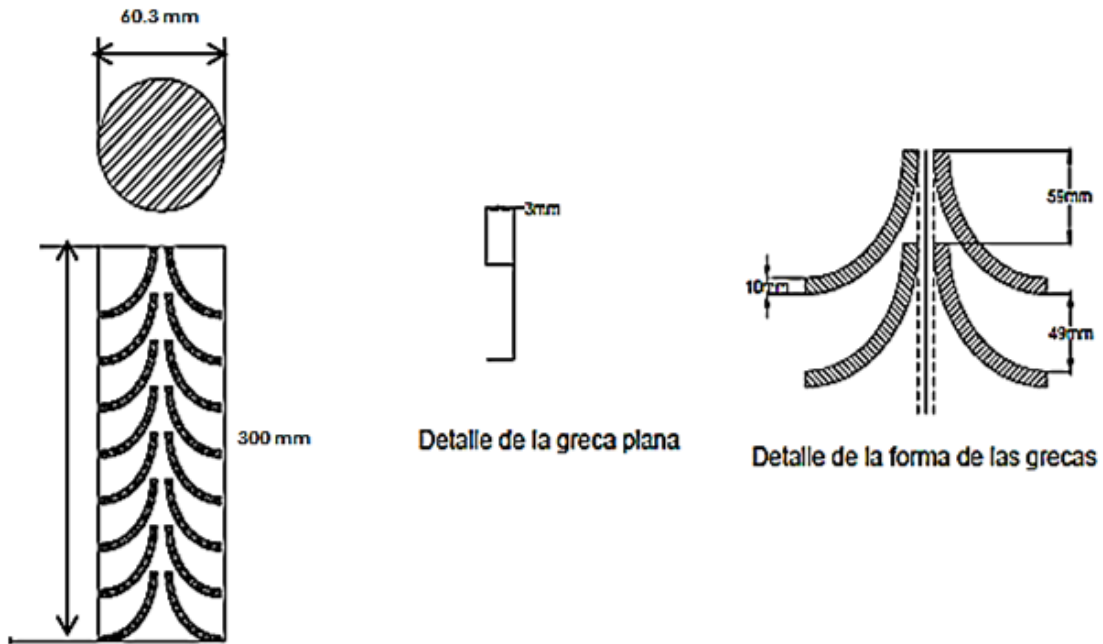


Figura 6.17 P2.-Pila con rugosidad artificial R1.

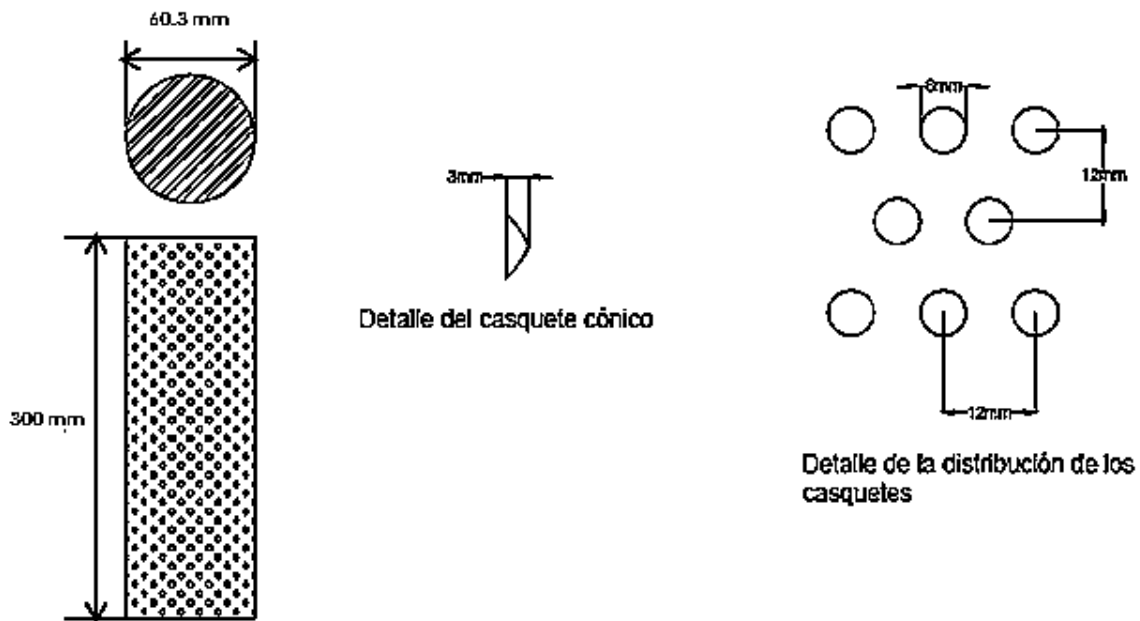


Figura 6.18 P3.- Pila con rugosidad artificial R2.

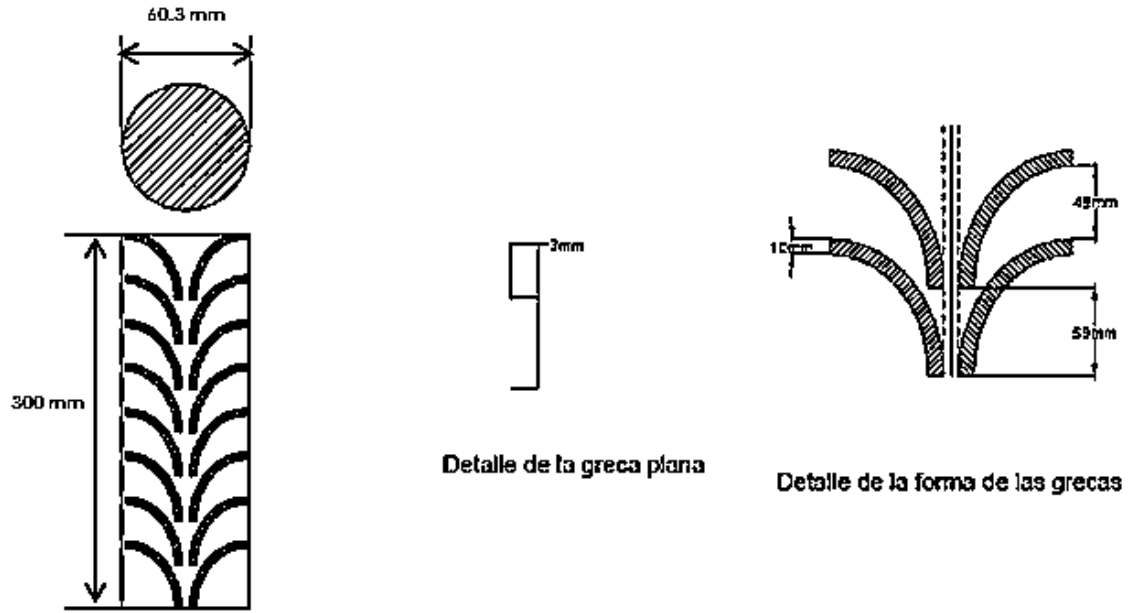


Figura 6.19 P4.- Pila con rugosidad artificial R3

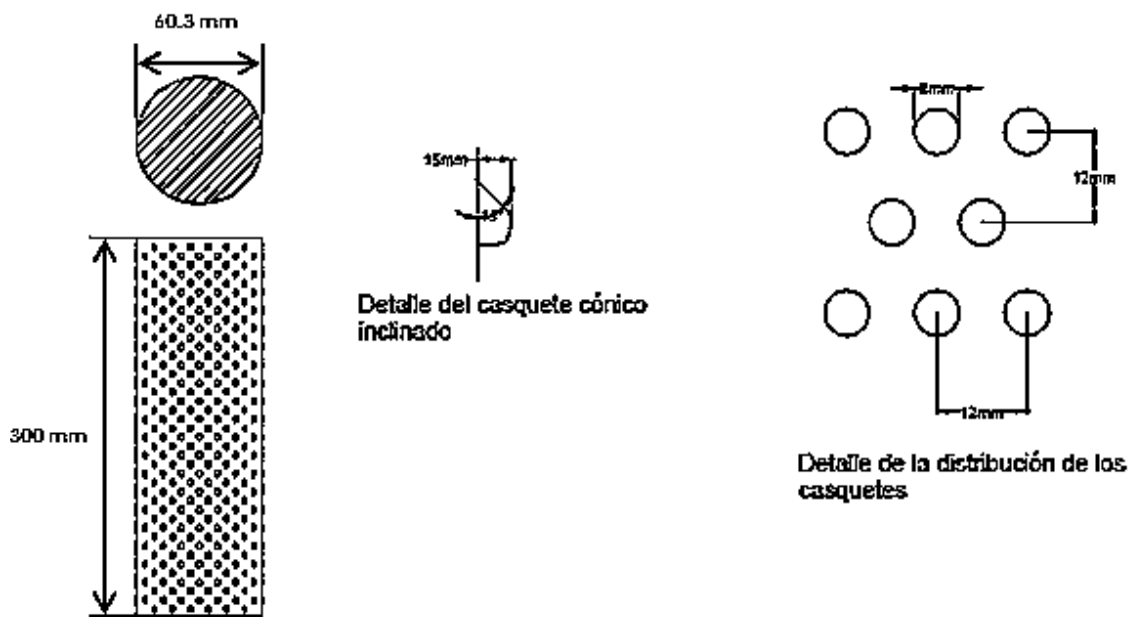


Figura 6.20 P5.- Pila hueca con rugosidad artificial R4

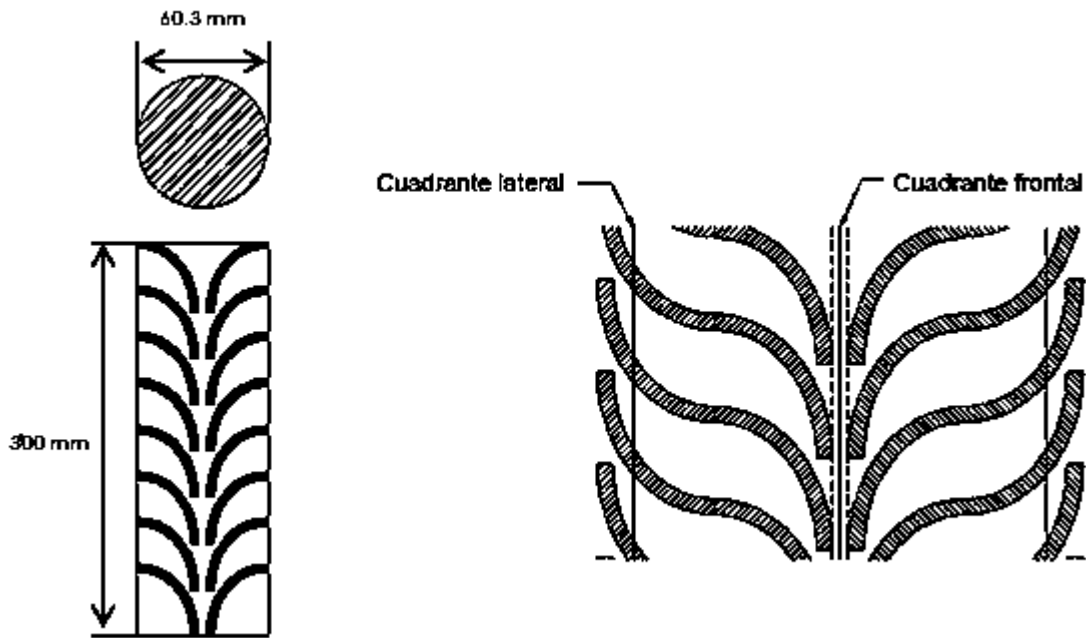


Figura 6.21 P6.- Pila con rugosidad artificial R5

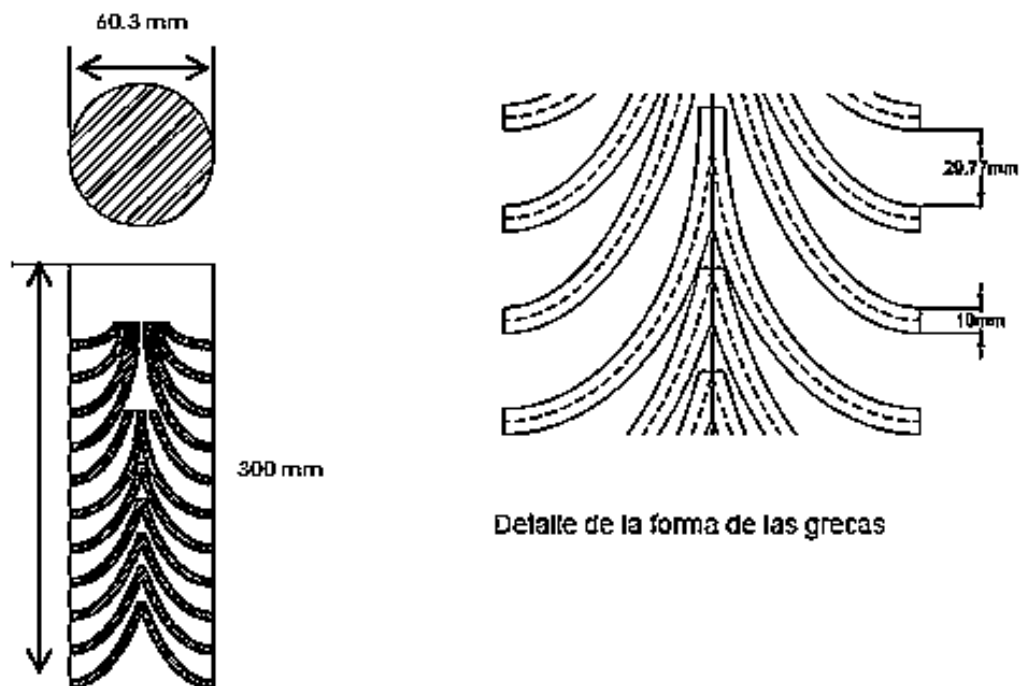


Figura 6.22 P7.- Pila con rugosidad artificial R6

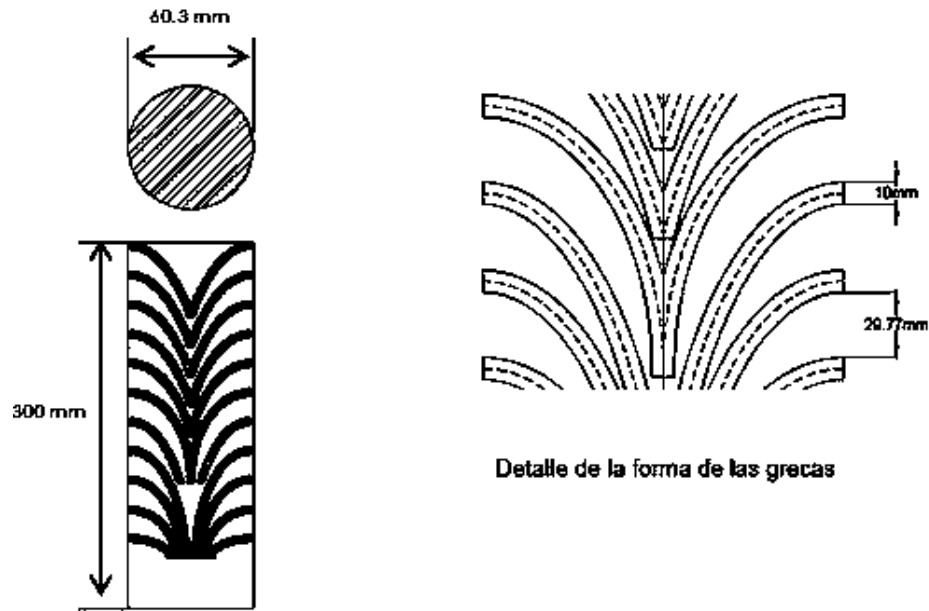


Figura 6.23 P8.- Pila con rugosidad artificial R7

Basándonos a los detalles realizados de las rugosidades emplearemos el material de PVC hidráulico de 2.5" para poderlos realizar las pilas y las rugosidades de la siguiente manera:



Figura 6.24 Elaboración de las rugosidades en las pilas.

Una vez hecho las rugosidades de las pilas, viene el proceso de realizar el colado de la pila utilizando un concreto de un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .

A continuación se muestra el procedimiento fotográfico que se tuvo:



*Figura 6.25 Procedimiento del colado de las pilas.*

Como se puede observar en la figura 6.25 el procedimiento del colado de las pilas es similar al del colado de los cilindros de concreto que se prueban en un laboratorio de materiales. Cabe mencionar que se dejaron 28 días dentro del agua para que el concreto alcanzara su resistencia máxima.

Una vez terminadas las pilas se marcó con plumón rojo el centro de la pila, el cual indica el nivel inicial de la arena de foso de socavación. Así mismo, se graduaron todas las pilas con una regla poder determinar la socavación local total de cada pila.

A continuación se representan cada prueba realizada:

### 6.5.3 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 1

Pila 1 Rugosidad (lisa)

Gasto mínimo:

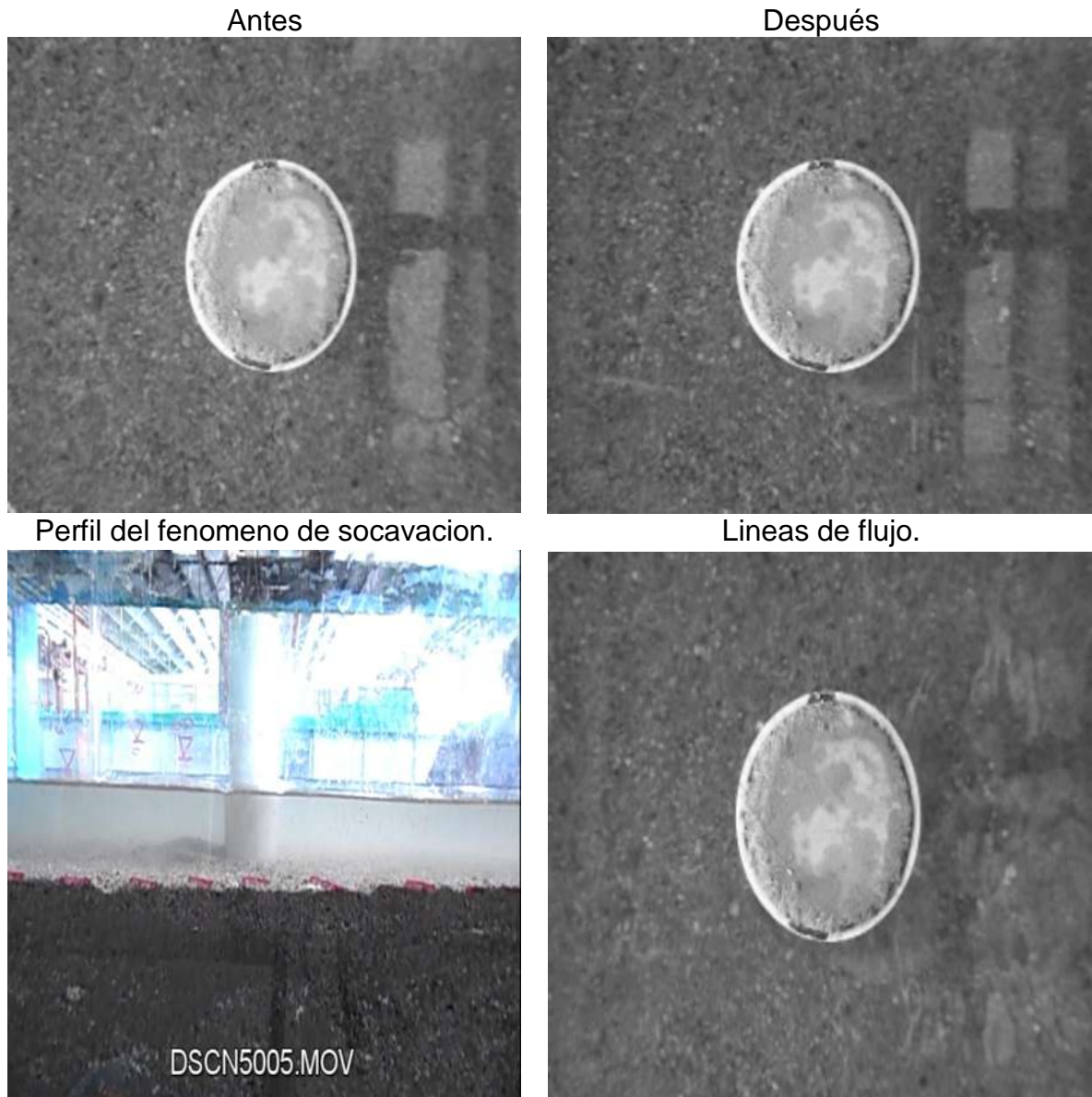


Figura. 6.26 En esta prueba el diámetro del foso de socavación se distingue muy poco.

Gasto medio:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

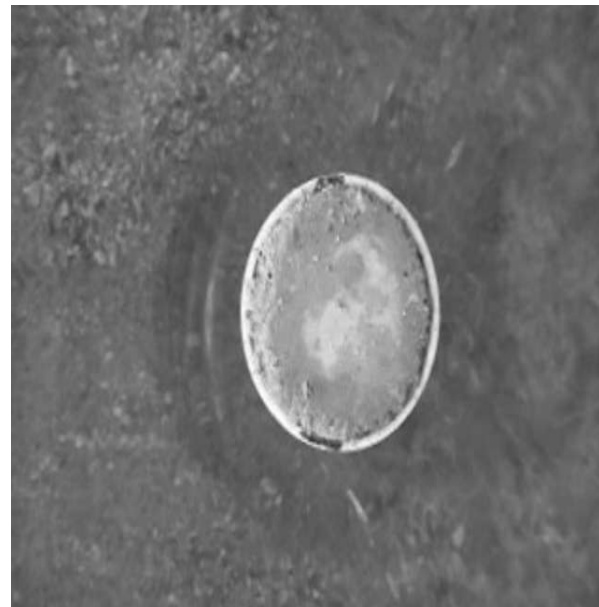


Figura 6.27 En esta Prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 2.7 cm.

Gasto máximo:

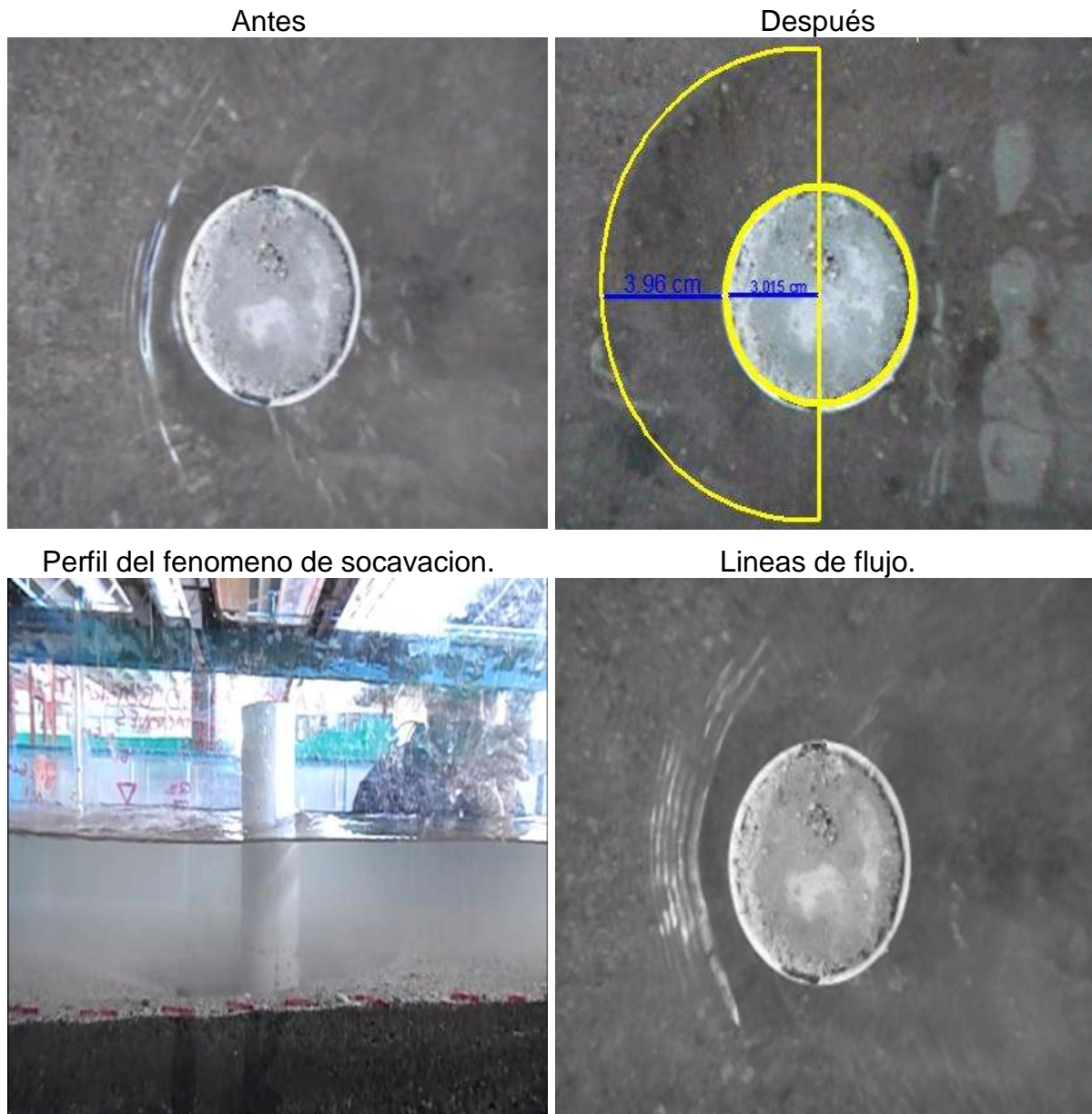


Figura. 6.28 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 3.96 cm.

### 6.5.4 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 2

Pila 2 Rugosidad (R1)

Gasto mínimo:

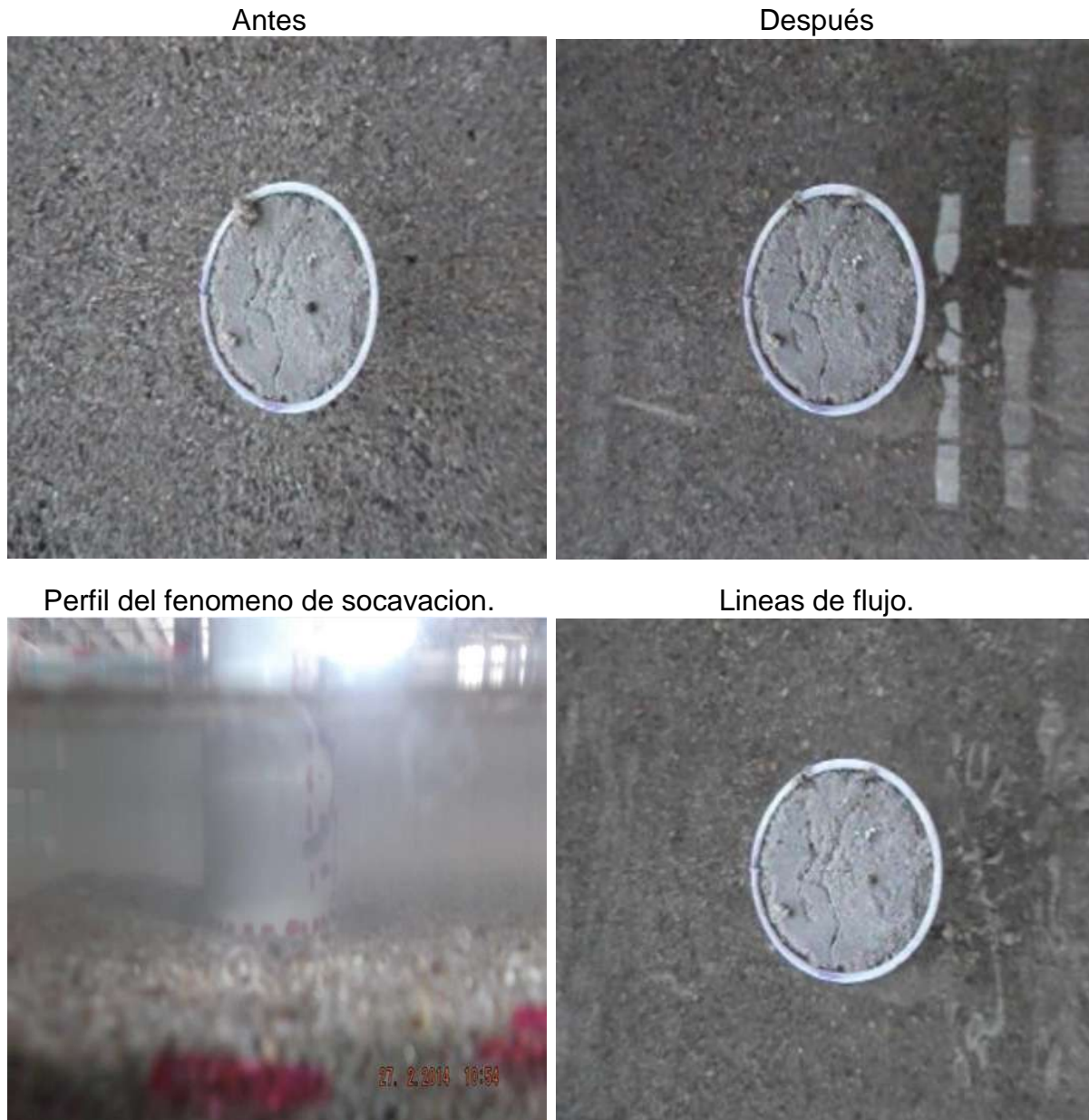


Figura. 6.29 En esta prueba el diámetro del foso de socavación se distingue muy poco.

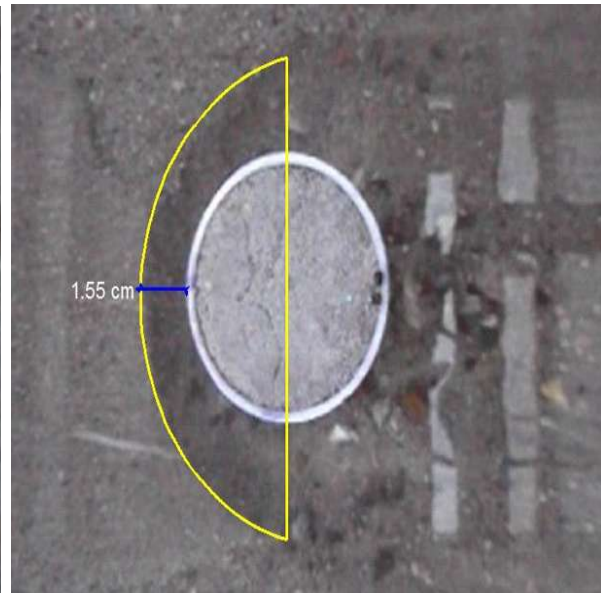
Gasto medio:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

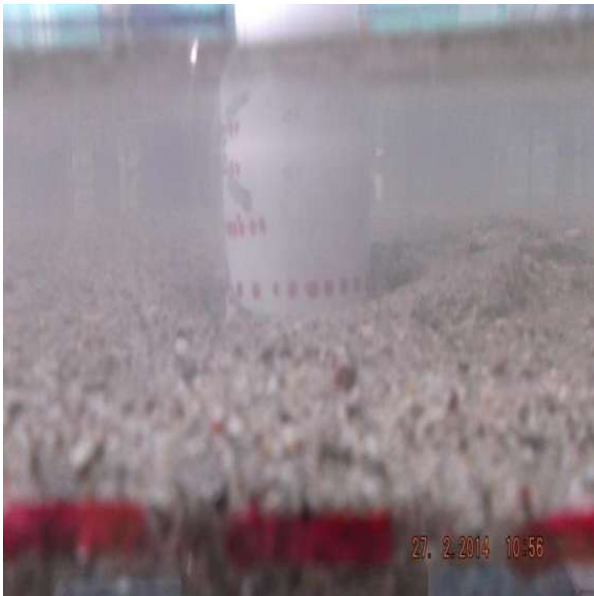


Figura 6.30 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 1.55 cm.

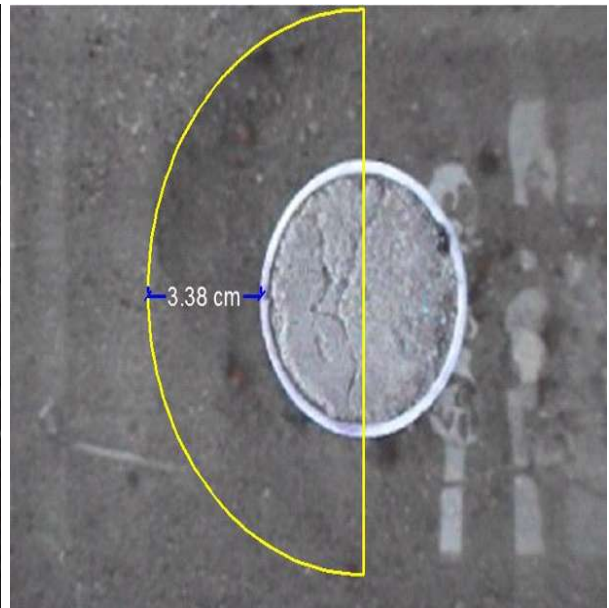
Gasto máximo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.



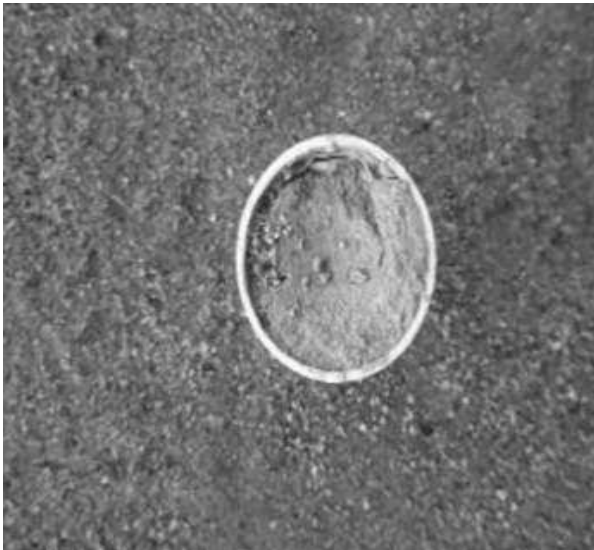
Figura 6.31 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 3.38 cm.

### 6.5.5 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 3

Pila 3 Rugosidad (R2)

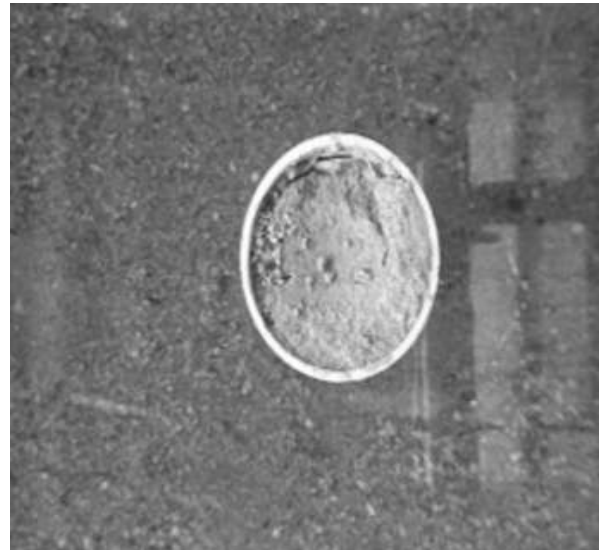
Gasto mínimo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

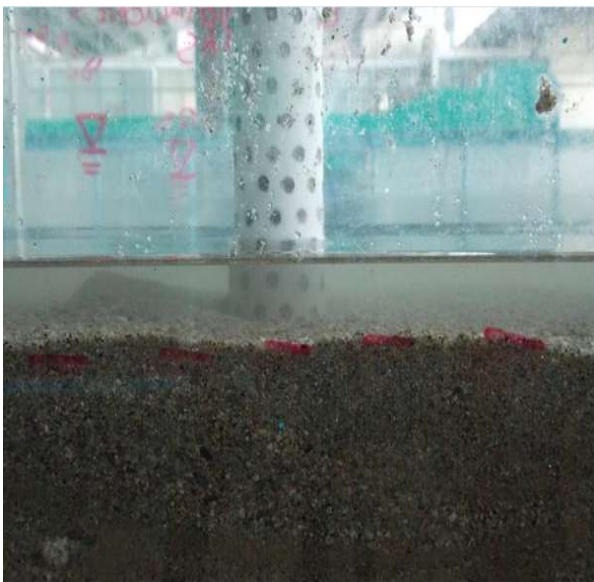


Figura 6.32 En esta prueba el diámetro del foso de socavación no se alcanza a preciar.

Gasto medio:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.



Figura 6.33 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 2.13 cm.

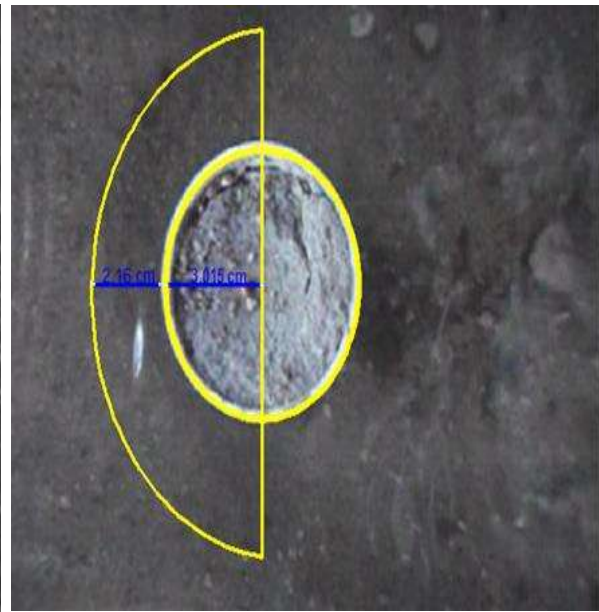
Gasto máximo:

Antes



Perfil del fenómeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.



Figura 6.34 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que se presenta es de 2.16 cm.

### 6.5.4 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 4

Pila 4 Rugosidad (R3)

Gasto mínimo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.



Después



Lineas de flujo.



Figura 6.35 En esta prueba el diámetro del foso de socavación que no se percibe.

*Gasto medio:*

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

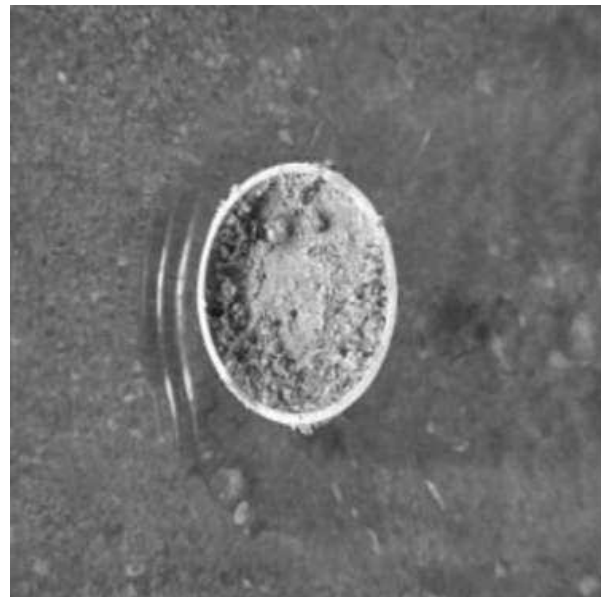
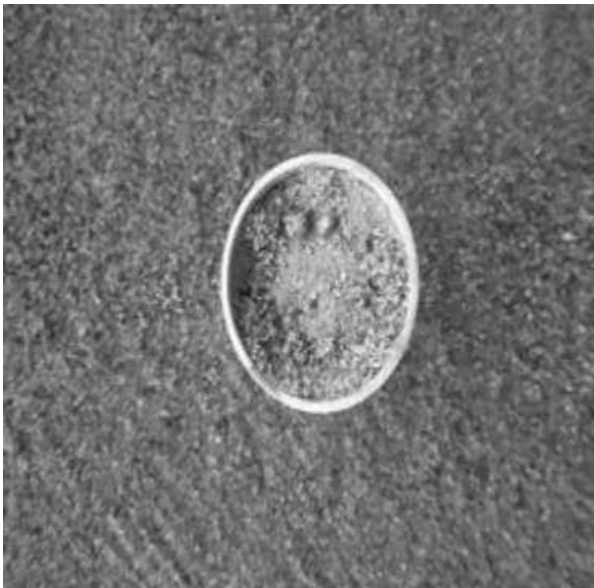


Figura 6.36 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 1.01 cm.

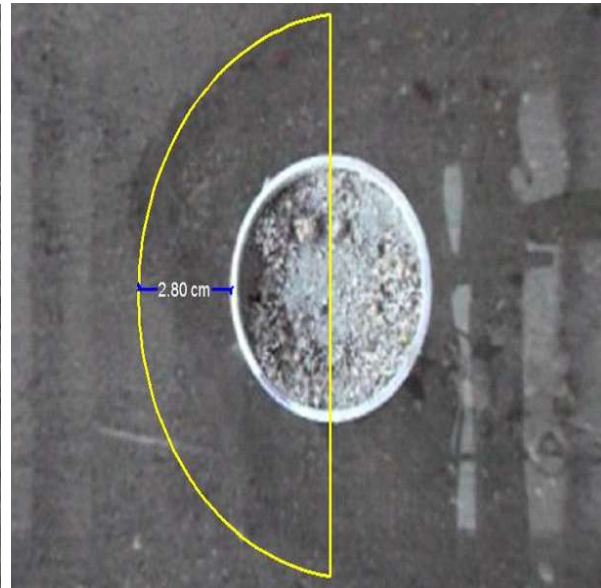
Gasto máximo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

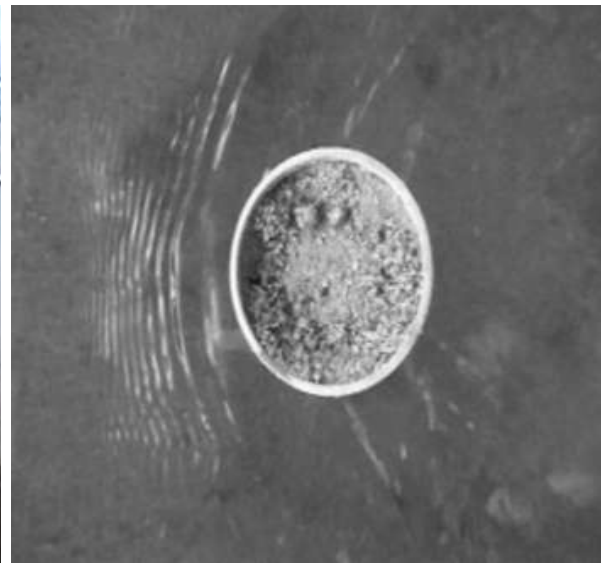


Figura 6.37 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 2.80 cm.

### 6.5.5 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 5

Pila 5 Rugosidad (R4)

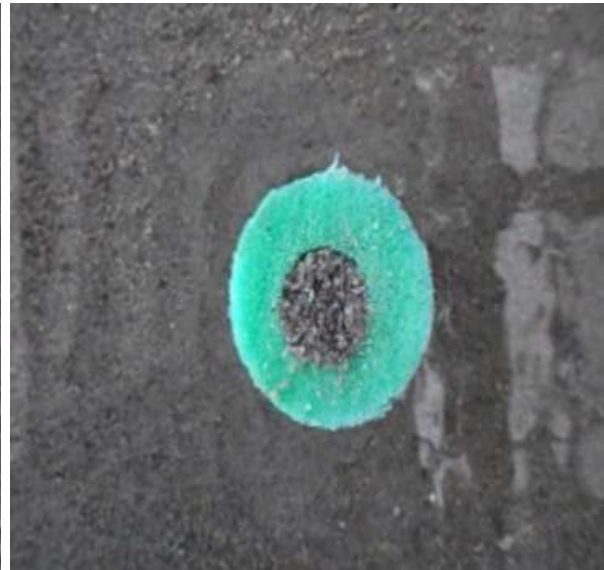
Gasto mínimo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

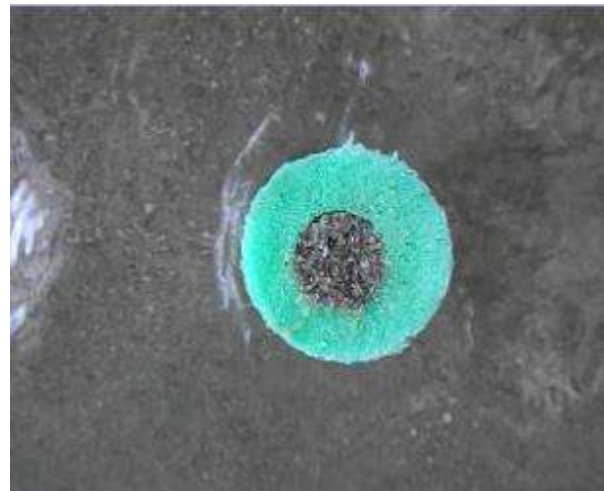
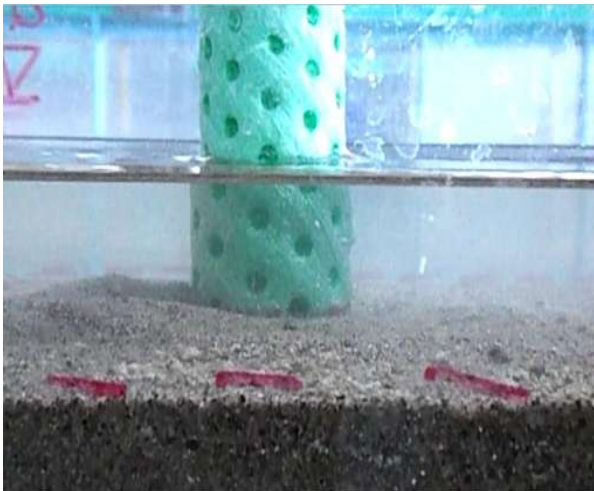


Figura 6.38 En esta prueba el diámetro del foso de socavación casi no se percibe.

Gasto Medio:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

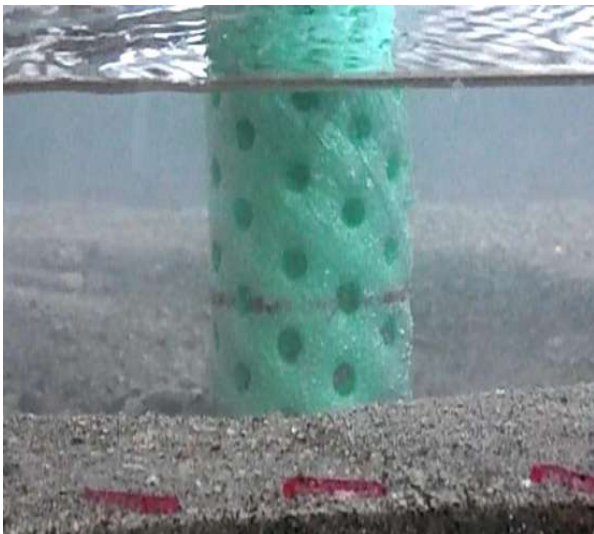


Figura 6.39 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 2.05 cm

*Gasto Máximo:*

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Lineas de flujo.

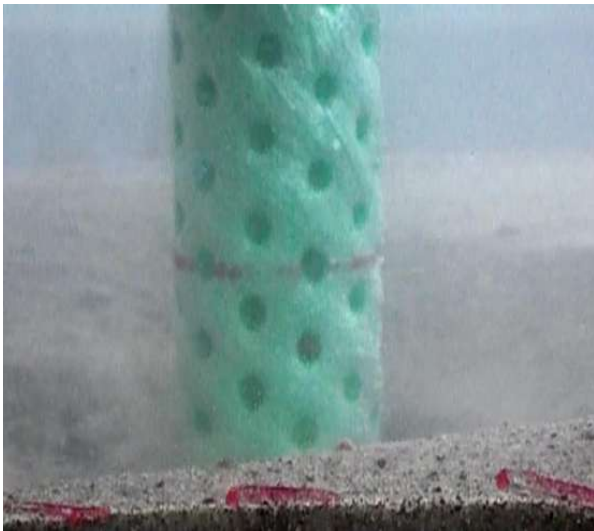


Figura 6.40 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 3.5 cm

### 6.5.6 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 6

Pila 6 Rugosidad (R5)

Gasto mínimo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.

Después



Líneas de flujo



Figura 6.41 En esta prueba el diámetro del foso de socavación no es percibe.

Gasto medio:

Antes



Después



Perfil del fenomeno de socavacion.



Líneas de flujo



Figura 6.42 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 1.88 cm.

*Gasto Maximo:*

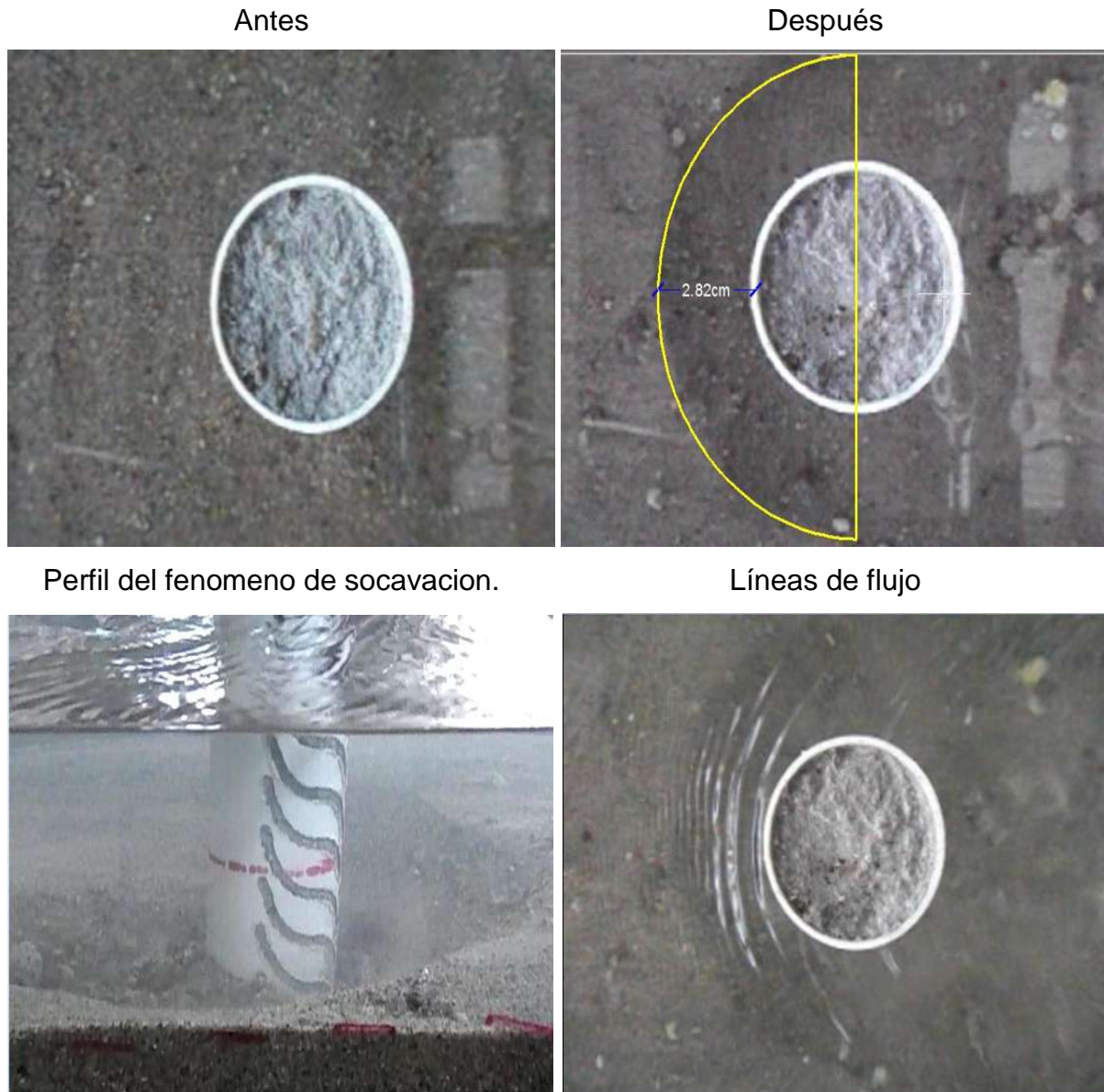


Figura 6.43 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 2.82 cm.

### 6.5.7 PRUEBA DE SOCAVACIÓN 7

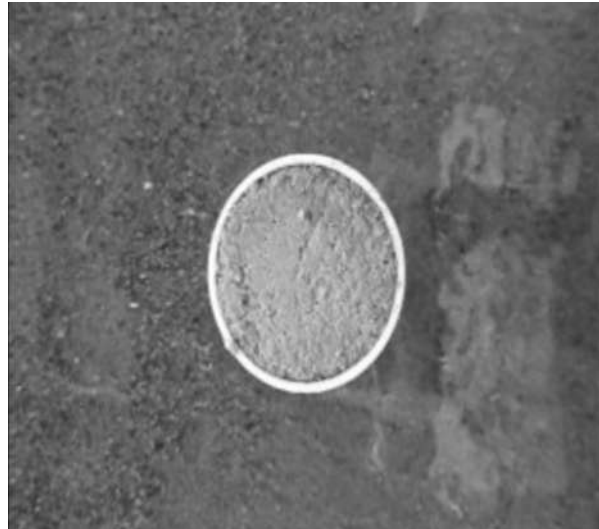
Pila 6 Rugosidad (R6)

Gasto mínimo:

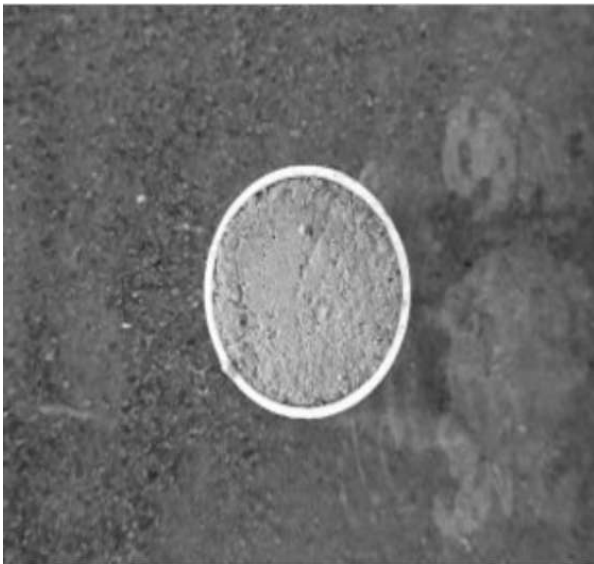
Antes



Después



Líneas de flujo



Perfil del fenomeno de socavacion.



Figura 6.44 En esta prueba el diámetro del foso de socavación casi no se percibe.

*Gasto medio:*

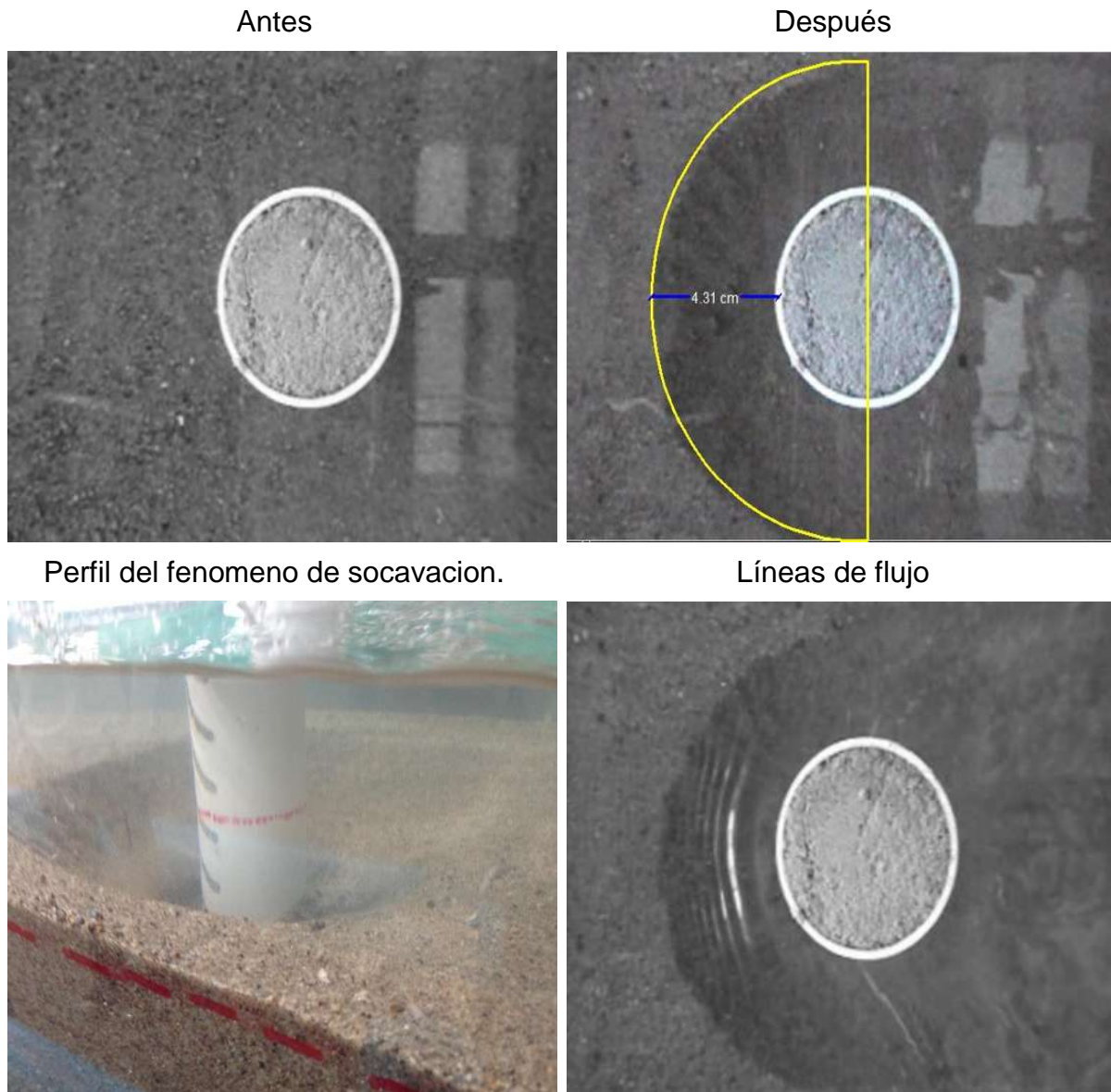


Figura 6.45 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 4.31cm.

Gasto máximo:

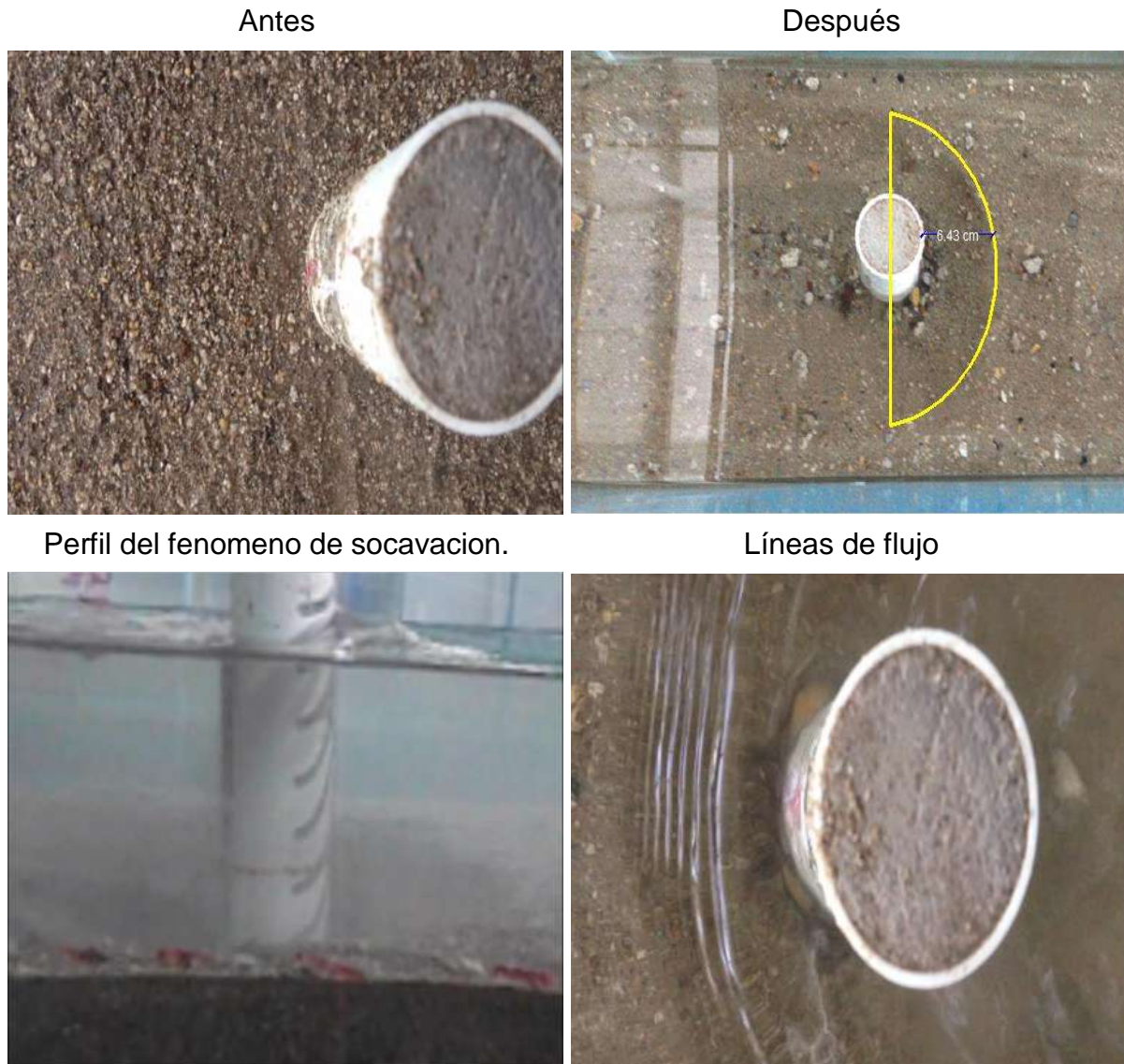


Figura 6.46 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 6.43cm.

### 6.5.8 PRUEBA SE SOCAVACIÓN 8

Pila 8 Rugosidad (R7)

Gasto mínimo:

Antes



Perfil del fenomeno de socavacion.



Después



Líneas de flujo

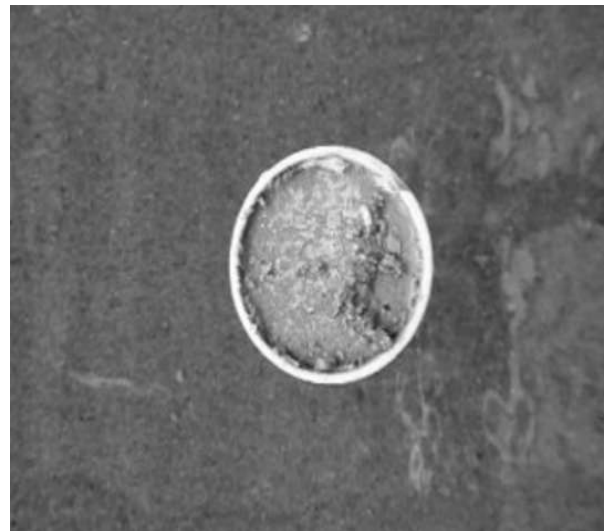


Figura 6.47 En esta prueba el diámetro del foso de socavación se percibe muy poco.

Gasto medio:

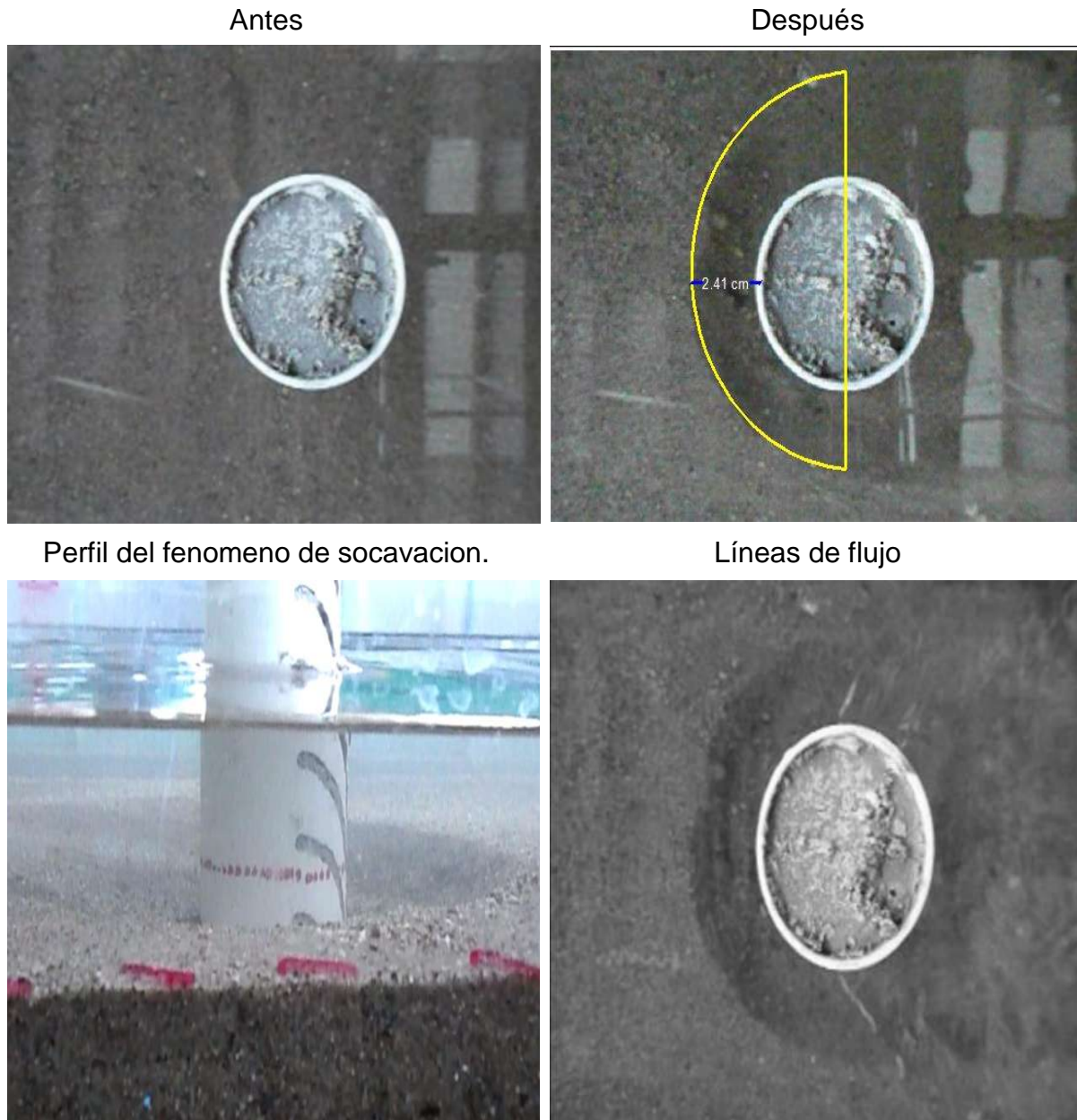


Figura 6.48 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 2.41cm.

*Gasto máximo:*

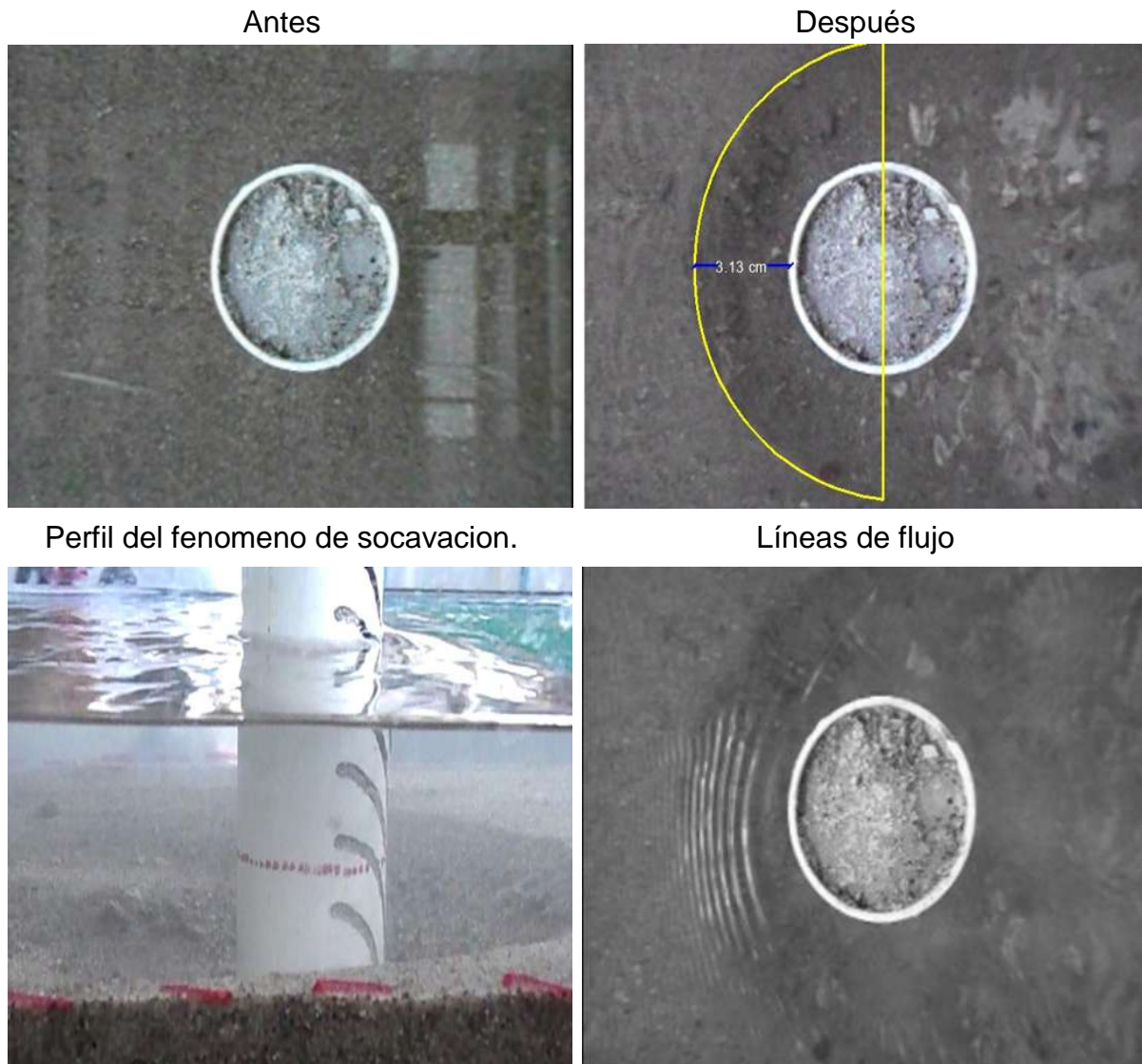


Figura 6.49 En esta prueba el diámetro del foso de socavación es de 3.13cm.

Siguiendo esta metodología, se realizaron veinticuatro ensayos con una duración aproximada media hora cada uno; cuyas condiciones de operación de cada ensayo de ellos se muestra en la tabla 6.7.



Tabla 6.7. Resultados de la socavación local total en las pilas.

TIPO DE RUGOSIDAD	No. DE ENSAYO	FECHA	HORA	NIVEL INICIAL DE LA ARENA	NIVEL FINAL DE LA ARENA	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION	NIVEL DE GASTO	GASTO MEDIDO (m <sup>3</sup> /S)	TIEMPO (min)	SOCAVACION (Q MINIMO) (cm)	SOCAVACION (Q MEDIO) (cm)	SOCAVACION (Q MAX) (cm)	SOCAVACION PROMEDIO (cm)	
				(cm)	(cm)									
LISA	1	26/02/2014	13:53	15	13.80	1.20	Mínimo	0.004520	15		1.20			3.33
	2	26/02/2014	14:18	15	11.50	3.50	Medio	0.005595	15		3.50			
	3	26/02/2014	14:50	15	9.70	5.30	Máximo	0.006821	15			5.30		
R1	4	27/02/2014	10:49	15	14.00	1.00	Mínimo	0.004520	15	1.00				2.93
	5	27/02/2014	12:02	15	11.70	3.30	Medio	0.005595	15		3.30			
	6	27/02/2014	12:29	15	10.50	4.50	Máximo	0.006821	15			4.50		
	7	26/02/2014	15:45	15	14.50	0.50	Mínimo	0.004520	15	0.50				
	8	26/02/2014	16:06	15	11.50	3.50	Medio	0.005595	15		3.50			
R2	9	26/02/2014	16:46	15	9.90	5.10	Máximo	0.006821	15			5.10		3.03
	10	27/02/2014	08:59	15	14.98	0.02	Mínimo	0.004520	15	0.02				
R3	11	27/02/2014	09:12	15	11.50	3.50	Medio	0.005595	15		3.50			2.87
	12	27/02/2014	09:52	15	9.90	5.10	Máximo	0.006821	15			5.10		
R4	13	04/03/2014	11:54	15	14.97	0.03	Mínimo	0.004520	15	0.03				3.68
	14	04/03/2014	12:15	15	10.00	5	Medio	0.005595	15		5.00			
	15	04/03/2014	12:40	15	9.00	6	Máximo	0.006821	15			6.00		
	16	04/03/2014	08:44	15	14.97	0.03	Mínimo	0.004520	15	0.03				
R5	17	04/03/2014	09:17	15	12.00	3.00	Medio	0.005595	15		3.00			2.65
	18	04/03/2014	09:48	15	10.00	5.00	Máximo	0.006821	15			5.00		
	19	04/03/2014	13:11	15	14.98	0.02	Mínimo	0.004520	15	0.02				
R6	20	04/03/2014	13:29	15	10.00	5.00	Medio	0.005595	15		5.00			3.34
	21	04/03/2014	15:00	15	10.00	5.00	Máximo	0.006821	15			5.00		
	22	04/03/2014	10:25	15	14.94	0.06	Mínimo	0.004520	15	0.06				
R7	23	04/03/2014	10:50	15	11.00	4.00	Medio	0.005595	15		4.00			3.15
	24	04/03/2014	11:15	15	9.60	5.40	Máximo	0.006821	15			5.40		
SOCAVACION MINIMA=										0.02	3.00	4.50		
SOCAVACION MAXIMA=										1.20	5.00	6.00		

## 6.6 CONCLUSIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En base a los veinticuatro ensayos llevados a cabo, se observó un comportamiento distinto del flujo alrededor de la pila, así como un cambio en la estela, tanto en su forma como en tamaño. Por lo que a continuación se describe el comportamiento particular de cada rugosidad.

- **Pila lisa**

De acuerdo a lo observado durante los ensayos y como se muestra en la figura 6.50 la capa límite se separa de la pila antes del cuadrante, posterior a dicho punto se encuentra la zona donde se generan los vórtices de Von Kármán, por lo que la pila lisa presenta para gastos pequeños la mayor socavación de todas.

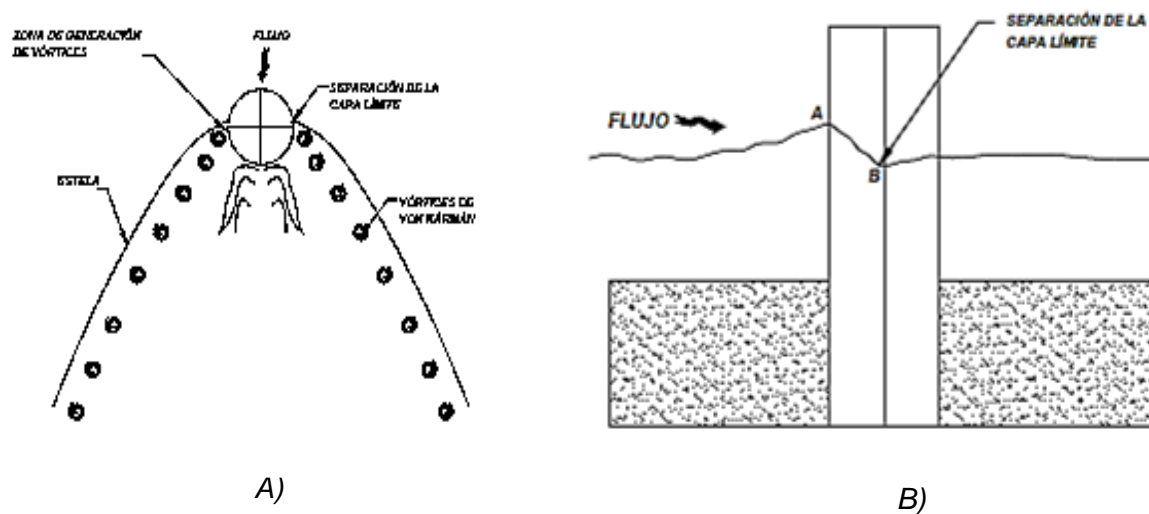
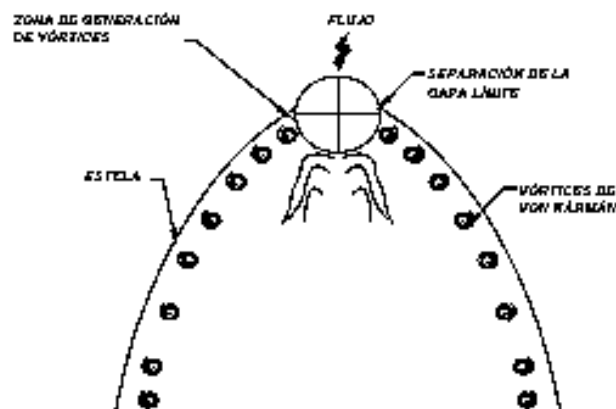


Figura 6.50 Separación de la capa límite en la pila lisa. A) Ángulo de formación de los vórtices de Von Kármán; B) Distancia de la separación del flujo y la capa límite de la pila lisa.

- **Pila con rugosidad artificial R1**

Tomando como comparación la pila lisa se observó durante los ensayos que la separación de la capa límite se presenta antes del punto de separación de la pila de referencia, posterior a dicho punto se encuentra la zona donde se generan los vórtices de Von Kármán; la turbulencia que se genera en la parte aguas abajo es menor, esto se atribuye a la forma de la estela la cual tiene menor abertura y un menor ángulo, como se muestra en las figura 6.51. Además la rugosidad R1 presenta para gastos máximos mayor disminución de la socavación local por lo que se considera una de las mejores opciones de solución.



*Figura 6.51 Ángulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R1.*

- **Pila con rugosidad artificial R2**

A diferencia de la pila lisa, la capa límite de esta rugosidad rompe después del cuadrante aguas abajo. En esta pila se presenta en particular en la parte aguas abajo una pequeña zona de calma pero presenta una más socavación que la lisa y la R1 en especial para gastos medios y máximos.

Los vórtices de Von Kármán se desplazan aproximadamente paralelos a la dirección del flujo; la forma de la estela es similar a la pila lisa, pero su abertura es menor como se muestra en las figura 6.52.

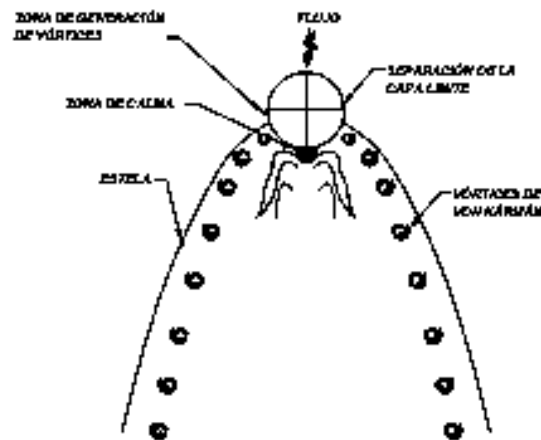


Figura 6.52 Ángulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R2.

- **Pila con rugosidad artificial R3**

En las pruebas de la pila R3, la separación de la capa límite se presenta también antes del punto de separación de la pila lisa, posterior a dicho punto se encuentra la zona donde se generan los vórtices de Von Kármán (Figura 6.53), además de que la abertura de la estela es mayor a la de la pila lisa. La rugosidad R3 dio resultados muy similares a los de la R2 solo q esta tiene mejor comportamiento para gastos pequeños.

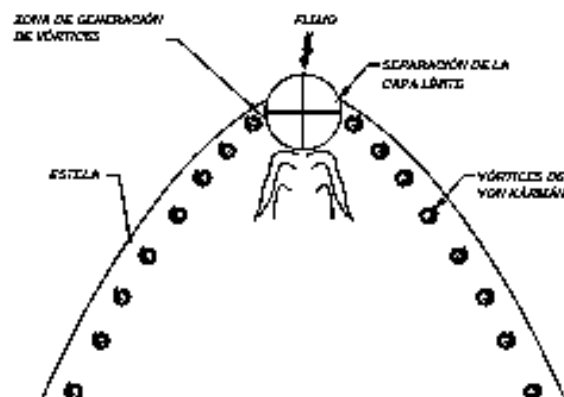


Figura 6.53 Ángulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R3.

- **Pila con rugosidad artificial R4**

El rompimiento de la capa límite se presenta en el cuadrante; los vórtices de Von Kármán son de menor intensidad, por lo que son poco apreciables en los dos primeros gastos excepto en el máximo gasto que es el cambia por completo. La abertura de la estela es menor como se muestra en las figura 6.54 y después en el gasto máximo la abertura es mayor y similar a la de la rugosidad R1. La socavación al pie de la pila de acuerdo con lo observado, ocurre más lento, pero es en ésta rugosidad en la cual se presenta la mayor socavación local. Por lo que en principio esta se desecha totalmente como alternativa.

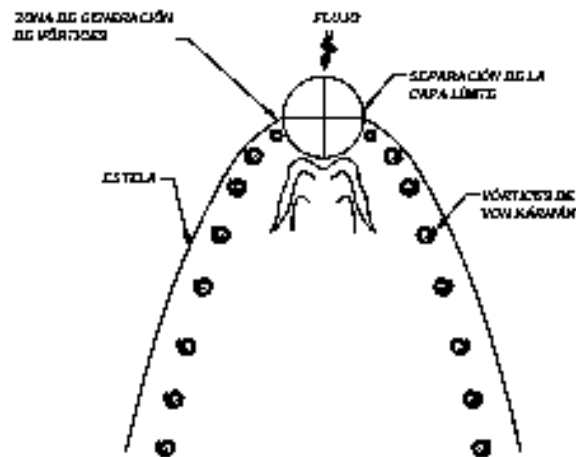


Figura 6.54 Ángulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R4.

- **Pila con rugosidad artificial R5**

Como se muestra en las figura 6.55, el rompimiento de la capa límite se presenta un poco antes del cuadrante, en cuanto a los vórtices de Von Kármán son de intensidad un poco más bajas que las demás y que la pila lisa. La estela tiene menor abertura que en la pila de referencia y las descritas anteriormente. Esta pila tiene como particular una zona de turbulencia entre la separación de la capa límite y el final de la rugosidad lo que genera que el acumulamiento de bastante sedimento aguas abajo. De acuerdo a los resultados esta rugosidad es la que más reduce la socavación por la que se considera una alternativa de solución.

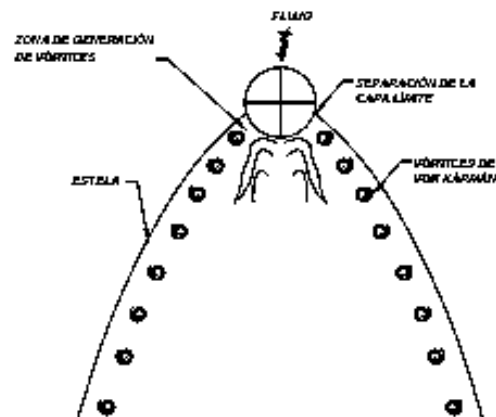


Figura 6.55 Angulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R5.

### Pila con rugosidad artificial R6

La capa límite rompe aproximadamente 0.5 centímetros después de la capa lisa; los vórtices de Von Kármán son de mayor intensidad a la pila lisa y a las anteriores, porque son más apreciables y presenta también un socavación alta debido a que la estela presenta una mayor abertura, así como una mayor turbulencia. Es buena para solo para gastos pequeños (Ver figura 6.56).

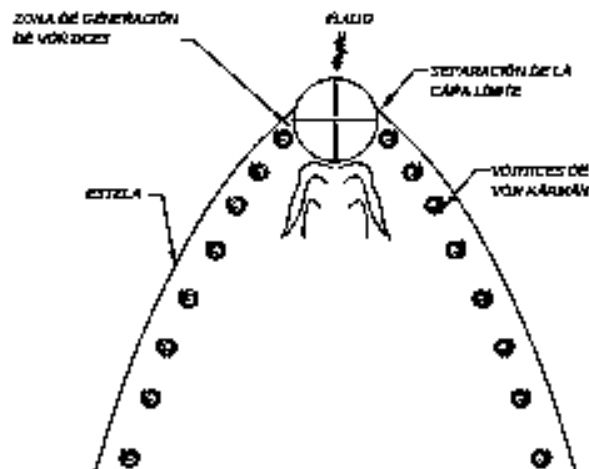


Figura 6.56 Angulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R6.

## Pila con rugosidad artificial R7

El rompimiento de la capa límite se presenta en el cuadrante y los vórtices de Von Kármán son de mayor intensidad. La estela tiene una abertura mayor a la lisa y en comparación a las demás está en término medio (Figura 6.57).

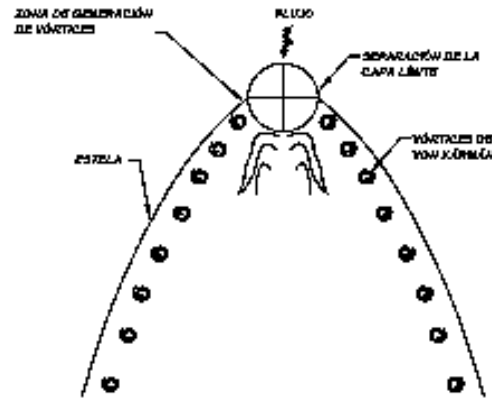
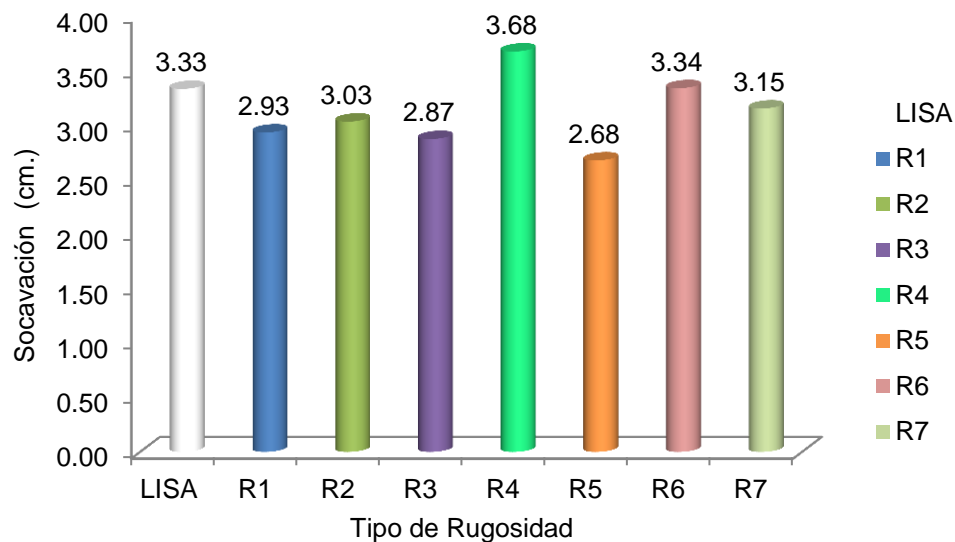
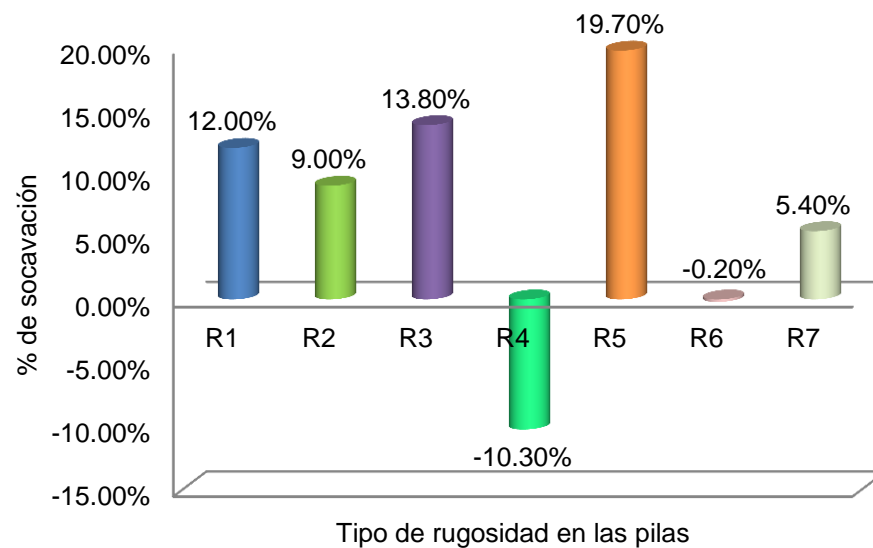


Figura 6.57 Angulo de formación de los vórtices de Von Kármán en la pila con rugosidad R7.



Gráfica 6.1 Socavación local total de las pilas con diferentes rugosidades.



*Gráfica 6.2 Comparación de la reducción de la socavación respecto a la pila lisa.*

De acuerdo a los resultados obtenidos y las observaciones realizadas durante los ensayos de la presente investigación, se llegó a la conclusión que la forma de la rugosidad artificial interviene en el comportamiento del flujo alrededor de una pila, por lo que la hipótesis planteada si es válida con las rugosidades artificiales utilizadas; siendo la más favorable y mejor alternativa para disminuir un 20 % de la socavación local en las pilas circulares la rugosidad de tipo R5 (Ver Gráfica 6.2).



## 6.7 RECOMENDACIONES

Por todo lo descrito anteriormente se hacen las siguientes recomendaciones, para la realización de los experimentos:

- Hacer las adecuaciones necesarias a la instalación a ser utilizada, como cuidar los ángulos de ataque en las reducciones de sección, evitar burbujas de aire.
- Cuidar que no exista serpenteo de flujo, esto significa que la distribución de velocidades sea la adecuada,
- Procurar que el material erosionable tenga la misma humedad en el inicio de cada ensayo.
- La relación entre el gradiente de tirante y tiempo sea el mismo.
- Marcar los cuadrantes y utilizar una escala graduada vertical en la pila.
- Para el levantamiento del foso socavado utilizar un equipo especial que no se tiene en el laboratorio que nos permita ver con exactitud el perfil virtual de la socavación que se presentó.
- Se recomiendan que las pilas sean de concreto.
- Realizar más de tres ensayos por cada pila.
- Anotar todos los detalles observado en bitácora.
- Tomar fotografías y/o video desde las siguientes perspectivas: en planta, con la cámara lo más vertical posible y en los cuatro cuadrantes.



# **CAPÍTULO 7**

# **CONCLUSIONES**



## Conclusiones del primer modelo físico

- 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.
- 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 ecuación de Maza Álvarez, resulto más chico que el calculado con la ecuación de la 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.
- Los 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. Lo que se pudo observar en el modelo y de acuerdo a los resultados, 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.
- En los Diques y pantallas aguas arriba de acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que 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.

## Recomendaciones para el diseño

- ✓ 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.
- ✓ Es de vital importancia mencionar 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.



## Conclusiones del segundo modelo físico

- De acuerdo a los resultados obtenidos y las observaciones realizadas durante los ensayos, se llegó a la conclusión que la forma de la rugosidad artificial interviene en el comportamiento del flujo alrededor de una pila, por lo que la hipótesis planteada si es válida con las rugosidades artificiales utilizadas; siendo la más favorable y mejor alternativa para disminuir un 20 % de la socavación local en las pilas circulares la rugosidad de tipo R5.

## Recomendaciones para la realización de este tipo de modelos.

Por todo lo descrito anteriormente se hacen las siguientes recomendaciones, para la realización de los experimentos:

- ✓ Hacer las adecuaciones necesarias a la instalación a ser utilizada, como cuidar los ángulos de ataque en las reducciones de sección, evitar burbujas de aire.
- ✓ Cuidar que no exista serpenteo de flujo, esto significa que la distribución de velocidades sea la adecuada,
- ✓ Procurar que el material erosionable tenga la misma humedad en el inicio de cada ensayo.
- ✓ La relación entre el gradiente de tirante y tiempo sea el mismo.
- ✓ Marcar los cuadrantes y utilizar una escala graduada vertical en la pila.
- ✓ Para el levantamiento del foso socavado utilizar un equipo especial que no se tiene en el laboratorio que nos permita ver con exactitud el perfil virtual de la socavación que se presentó.
- ✓ Se recomiendan que las pilas sean de concreto.
- ✓ Realizar más de tres ensayos por cada pila.
- ✓ Anotar todos los detalles observado en bitácora.
- ✓ Tomar fotografías y/o video desde las siguientes perspectivas: en planta, con la cámara lo más vertical posible y en los cuatro cuadrantes.

Como una observación personal, se recomienda seguir con el trabajo de esta investigación sobre la influencia de la socavación en las pilas y estribos de los puentes carreteros, ya que por cuestiones de tiempo quedaron pendientes la elaboración de más ensayos, este tema es uno de las más importantes dentro de las vías terrestres y esta investigación que se realizó es el comienzo para que otros ingenieros puedan seguir aportando sus ideas, conocimientos y estrategias para darle solución al problema de la erosión en las estructuras de los puentes.



## 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 Álvarez J. A. Instituto de Ingeniería de la UNAM (1995).
- ❖ Aguilar Alcerreca José, 1989, Hidráulica Fluvial, 5 ed., IPN.
- ❖ Daily, James W. y Harleman, Donald R. F., 1975, Dinámica de fluidos con aplicaciones en Ingeniería, 2 ed., Editorial Trillas, México.
- ❖ Giles V.Ronald, Jack B. Evett y Cheng Liu, 1994, Mecánica de los fluidos e hidráulica, 3 ed., McGraw-Hill/Interamericana de España, Madrid.
- ❖ 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.
- ❖ Proyecto No. EE17/10. Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación.
- ❖ Revista AMIVTAC Vías Terrestres, Núm. 6, Julio-Agosto 2010.
- ❖ Saint Anthony Falls Laboratory, University of Minnesota's College of Science and Engineering, SAFL, 1998.