

EROSIÓN CERCA DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS - PREDICCIÓN Y LEYES DE SIMILITUD EN MODELOS HIDRÁULICOS CON SEDIMENTOS FINOS

Bernd Ettmer¹ (Alemania), César Adolfo Alvarado Ancieta² (Perú) y Paula Ramirez³ (Costa Rica)

¹ Dr.-Ing., Jefe del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas
Universidad Técnica de Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Alemania.
e-mail: b.ettmer@tu-bs.de; Web: <http://www.lwi.tu-bs.de/waba/w-deutsch/mitarbeiter/ettmer.htm>

² Ingeniero Civil, M.Sc., Jefe de Proyecto, Fichtner GmbH & Co. KG, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, Alemania
Web: <http://www.fichtner.de>; e-mail: alvaradoc@fichtner.de; Web: <http://www.freewebs.com/alvarado-ancieta>

³ Cand.- Ing. Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas
Universidad Técnica de Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Alemania.
e-mail: pauliramirez@gmail.de; www.lwi.tu-bs.de/waba/w-deutsch/mitarbeiter/ramirez.htm

RESUMEN

El conocimiento del proceso de erosión y máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas es de importancia fundamental para la aplicación de criterios de diseño para aliviaderos, puentes, pilares, etc. En la literatura conocida no existe una aproximación estándar para la estimación de la máxima profundidad de erosión. En contraste, el cálculo de una fosa de erosión incluye enormes variaciones para el cálculo de la máxima profundidad y tiempo de erosión, especialmente para sedimentos finos. Este artículo trata sobre problemas prácticos para la predicción de la erosión local cerca de estructuras hidráulicas. Se presentan resultados de estudios experimentales sobre erosión o socavación utilizando sedimentos finos, así como también sedimentos sintéticos como material conformante del lecho del cauce. El análisis de los datos indica la existencia de leyes de similitud para la interacción hidráulica-sedimentológica.

ABSTRACT

The knowledge of scouring processes and the maximum scour depth behind hydraulic structures is of fundamental importance for the derivation of design criteria for weirs, bridges, piers etc. So far, there is no standard approach to be found in the literature for the estimation of the maximum scour depth. Still, calculation of a scour hole includes a large range of variations for the calculated maximum depth and the scouring time, especially for fine sediments. Thus, model tests were carried out to predict the maximum scour depth with an applied physical model. Unfortunately, the scaling of sediment characteristics, in particular the scaling of fine sediments includes different problems. Frequently, lightweight materials were used as model sediment. Hence, the cinematic viscosity gets influence to the hydraulic-sediment interaction and further on the prediction of the scour hole becomes sophisticated. Experiments were carried out in the laboratory of the Leichtweiss-Institute for Hydraulic Engineering to investigate the scouring process behind a vertical gate and bridge piers. Therefore, sand and synthetic pellets were used as movable bed material. The data indicate the existence of similarity laws for the interaction sediment-flow field-erosion process in the transition zone.

1. INTRODUCCIÓN

El conocimiento del proceso de erosión y máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas es de fundamental importancia para la aplicación de criterios de diseño para aliviaderos, puentes, pilares, etc. En el mundo se conocen numerosos daños y destrucciones en las estructuras hidráulicas, a causa de estos motivos. Un ejemplo son los puentes sobre el río Piura en Perú, durante el evento máximo del Fenómeno de El Niño de 1998, ver Figura 1 o la destrucción de la presa Los Ejidos 1983 en Perú, ver Figura 2.



Figura 1.- Colapso del Puente Viejo (1998), río Piura, Perú.

En la literatura actual existen diferentes ecuaciones para la estimación de la máxima profundidad de la erosión en distintas construcciones. A pesar de esto, un cálculo con estas ecuaciones muestran enormes variaciones especialmente con sedimentos finos. Por ejemplo, en la Tabla 1 se observan los resultados de una calculación típica para la socavación de una presa con puertas verticales. Los valores varían sumamente en la calculación de sedimentos finos. Lo contrario ocurre con sedimentos rocosos, los cuales no presentan grandes desviaciones absolutas entre si mismos.



Figura 2.- Falla de la presa Los Ejidos (1983), río Piura , Perú.

Debido a esto la predicción de la máxima profundidad de socavación es compleja especialmente en sedimentos finos. Y por esto el ingeniero encargado de las construcciones hidráulicas tiene una confusión con la debida proporción y correcto dimensionamiento de la fundación.

A consecuencia de estos resultados, el ingeniero civil necesita algun otra solución para la predicción de socavaciones cerca de las estructuras hidráulicas.

Para entender mejor esta situación se llevan a cabo modelos físicos en institutos hidráulicos.

No obstante, representa también un modelo físico un obstáculo para transmitir la escala natural de los sedimentos finos.

Tabla 1.- Prognosis de socavación para una presa - aliviadero con compuertas verticales, Ettmer (2004).

Estimaciones (varios)	Máx. socavación[m] sedimentos finos (arena) ($d_{50}=0,1\text{mm}$, $d_{90}=0,4\text{mm}$)	Máx. socavación [m] sedimentos rocosos (piedra) ($d_{50}=10\text{mm}$ $d_{90}=15\text{mm}$)
<i>Eggenberger (1943)</i>	30,5	3,3
<i>Müller (1944)</i>	69,9	6,9
<i>Shalash (1959)</i>	42,2	6,1
<i>Qayoum (1960)</i>	18,7	7,5
<i>Straube (1963)</i>	6,3 u.15,8	-2,3 u.-5,6
<i>Altinbilek/Basmaci (1973)</i>	78,2	7,8
<i>Rajaratnam (1981)</i>	121	8,7
<i>Breusers (1991)</i>	295	11,8
<i>Hoffmans (1997)</i>	6,3	1,9

Por ejemplo, la transferencia de la arena fina $d_{50} = 0.4\text{mm}$ (sedimento natural) a una escala típica para un modelo físico (cerca de 1:40 a 1:100) sería de un diámetro de 0.01mm hasta 0.004 mm (arcilla gruesa y fina). A consecuencia de este cambio, el material presenta una característica cohesiva, y un movimiento completamente distinto de la realidad.

La única solución se encuentra en el uso de partículas elaboradas de material sintético y con una densidad ligera. En general, los densidades de estos materiales sintéticos se encuentran

entre 1050 kg/m^3 y 1600 kg/m^3 y los diámetros característicos varían desde 0.1 mm hasta 4 mm, tal como se aprecia en la Figura 3.

Por estas diferencias en los parámetros básicos no existe una transmisión teórica para los sedimentos finos. Se necesita mucha experiencia y muchos pre-experimentos para la selección de un material sedimentológico adecuado para el modelo físico. Dejando así, ciertas inseguridades en las predicciones de la socavación del modelo físico.



Figura 3.- Diferentes materiales sintéticos para la simulación de sedimentos finos en modelos físicos.

2. OBJETIVOS

El objetivo de la presente investigación es ensayar una nueva aproximación para la profundidad máxima de erosión debajo de compuertas verticales en modelos físicos con materiales sintéticos. El primer objetivo es obtener una solución para la transmisión de sedimentos finos con características similares en la naturaleza y en un modelo con parámetros adecuados. Siendo así más fácil la predicción de socavación en estos modelos con materiales sintéticos.

Por eso en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiss de Obras Hidráulicas, en la Universidad Técnica de Braunschweig, se llevaron a cabo diversos experimentos. A continuación se presentan una parte de los resultados fundamentales para las socavaciones aguas abajo de la presa con compuertas verticales.

3. TEORÍA Y PARÁMETROS TÍPICOS

3.1 FUNDAMENTOS DE YALIN PARA UNA CORRIENTE UNIFORME

Una corriente uniforme con sedimentos tiene una definición con siete parámetros característicos: profundidad del agua (d), pendiente longitudinal del cauce (S), viscosidad cinemática (ν), densidad del agua (ρ), diámetro del grano (D_{ch}), densidad del sedimento (ρ_s), aceleración de la gravedad (g), entre otros Yalin (1971), van Rijn (1984).

Estos siete parámetros básicos se pueden reducir a tan sólo cuatro sin dimensión: El índice para movilidad o índice de Shields $Fr^* = (u^{*2}/\Delta g D_{ch})$ con la velocidad de tensión de corte $u^* = (\tau_o/\rho)^{0.5} = (gdS)^{0.5}$, el índice de Reynolds $Re^* = (u^*D/\nu)$; el parámetro de la densidad específica $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$, y la relación entre la profundidad del agua y el diámetro característico del sedimento $\varepsilon = (d/D)$.

Pero, durante la socavación local no existe una corriente uniforme, sino una corriente irregular e inestable. Por eso la velocidad de tensión de corte u^* no es aplicable como un parámetro hidráulico, porque u^* tiene una definición para la profundidad del agua (d) y para la pendiente longitudinal del cauce (S). En un hoyo de socavación estos dos parámetros no tienen una definición.

A menudo la velocidad de tensión de corte u^* es reemplazada por la velocidad u que representa la velocidad mediana entre la puerta abierta, i.e. Dietz (1969), Zanke (1978) and Rajaratnam (1981). En lugar del parámetro de movilidad de Fr^* , el índice de densidad Fr_d es estable. La importancia física de Fr_d se muestra en la ecuación (1). El índice de la densidad de Froude representan la relación de dos fuerzas: fuerza de propulsión en relación con el peso sumergido.

$$Fr_d = \frac{u}{\sqrt{\Delta g D_{ch}}} = \frac{\rho u^2}{(\rho_s - \rho) g D_{ch}} = \frac{\rho u^2 D_{ch}^2}{(\rho_s - \rho) g D_{ch}^3} \quad (1)$$

$$Fr_d = \frac{\text{fuerza de propulsión}}{\text{peso sumergido del grano}}$$

El índice de densidad de Froude Fr_d es el parámetro de transporte más importantes para condiciones irregulares para corrientes, entre otros Rajaratnam (1981), Hassan & Narayanan (1985), Johnston (1990). Con esto es posible describir cualquier proceso físico irregular en la zona aspereza con la ecuación (2).

$$\Pi_A = \lambda_1 (Fr_g) \quad (2)$$

Para la descripción de proceso hidráulico sedimentológico con el material sintético requiere una consideración de la viscosidad cinemática del líquido. La mayoría de estos procesos sucede en la zona de transición. De esta manera el índice de Reynolds tiene una mayor influencia, además la velocidad de tensión de corte u^* es reemplazada por la velocidad u en la ecuación (3).

$$Re_g = \frac{u D_{ch}}{\nu} = \frac{u D_{ch}}{\frac{\mu}{\rho_w}} = \frac{\rho u^2 D_{ch}^2}{u D_{ch} \mu} \quad (3)$$

$$Re_g = \frac{\text{fuerza de propulsión}}{\text{fuerza de la viscosidad}}$$

El denominador de Re_g es llamado fuerza cinemática, Schlichting (1965), Oertel (2002). La extensión de la ecuación (2) se presenta en la ecuación (4).

$$\Pi_A = \lambda_2 (Fr_d, Re_g) \quad (4)$$

3.2 PARÁMETRO PARA PARTÍCULA D^* Y DEFINICIÓN DE PARÁMETRO DE RESISTENCIA X_G

La introducción del parámetro para la partícula ya se hizo, por ejemplo van Rijn (1984). El parámetro para la partícula D^* se define como la relación entre Re^{*2}/Fr^* , como se muestra en la ecuación (5).

$$D^* = \frac{Re^{*2}}{Fr^*} = \frac{\frac{u^{*2} D_{ch}^2}{\nu^2}}{\frac{\Delta g D_{ch}^3}{u^{*2}}} = \frac{\Delta g D_{ch}^3}{\nu^2} = \left(\frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{1/3} D_{ch} \quad (5)$$

(Nota: El parámetro u^* es cambiado con la velocidad u , de manera que D^* se define como Re_g^2 / Fr_g^2)

Como se ve en la ecuación (5) D^* solo se contiene parámetros de materiales: la densidad del sedimento (ρ_s), diámetro del grano (D_{ch}), la densidad del agua (ρ) y la viscosidad cinemática (ν) así como la aceleración de la gravedad (g). Por esto, D^* se llama también parámetro de materiales.

Con una transformación adicional de la ecuación (4) se puede establecer un nuevo parámetro sin dimensión. Este parámetro es llamado parámetro de resistencia X_g y se define en la ecuación (6).

$$\Pi_A = \lambda_3 \left(\frac{Fr_d^2}{Re_g^2}, \frac{Re_g}{Fr_d^2} \right) = \lambda_3 (D^*, X_g) \quad (6)$$

El objetivo consiste en definir un parámetro sin dimensión, que permite describir la interacción de la hidráulica-sedimentológica en la zona de transición.

Como se observa en la ecuación (7) X_g incluye el diámetro del grano (D_{ch}) y la densidad del sedimento (ρ_s), la viscosidad cinemática (ν), la densidad del agua (ρ), la aceleración de la gravedad (g) y la velocidad media (u).

$$X_g = \frac{Re_g}{Fr_d^2} = \frac{\frac{\nu D_{ch}}{v}}{\frac{\nu^2}{\Delta g D_{ch}}} = \frac{\Delta g D_{ch}^2}{\nu v} \quad (7)$$

la relevancia física de X_g se enseña en la ecuación (8).

$$X_g = \frac{\Delta g D_{ch}^2}{u \nu} = \frac{\Delta g D_{ch}^3}{u D_{ch} \frac{\mu}{\rho}} = \frac{(\rho_F - \rho) g D_{ch}^3}{u D_{ch} \mu} \quad (8)$$

$$X_g \square \frac{\text{peso sumergido del grano}}{\text{fuerza de la viscosidad}}$$

El parámetro de resistencia X_g representa la relación entre el peso sumergido del grano y la fuerza de la viscosidad.

Así, la ecuación (6) presenta una transformación sin dimensión en la que cualquier proceso de socavación puede ser demostrado por la zona de transición. Para una aplicación de la ecuación (6) para un proceso de socavación aproximado de estructuras hidráulicas se necesitan parámetros característicos de construcciones hidráulicas. De manera que la ecuación (6) puede ser probada para soluciones prácticas.

3.3 PARÁMETROS PARA CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS

De acuerdo con las estructuras hidráulicas (por ejemplo, los pilares de puentes, compuertas verticales, etc.) hay muchos parámetros para la construcción, los cuales tienen una diferente

influencia para el proceso de socavación. Este fenómeno del proceso de socavación abajo de compuertas verticales es afectado por los siguientes parámetros en la Figura 4:

- l [m] largo del cabio bajo [m]
- s [m] altura del cabio bajo [m]
- a [m] apertura de la compuerta vertical [m]

Como ha sido probado en diferentes investigaciones el parámetro principal para el proceso de

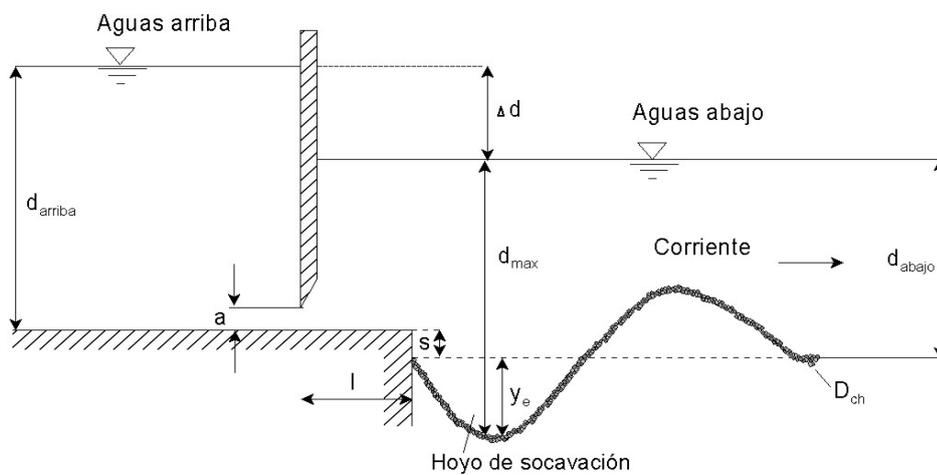


Figura 4.- Definición de parámetros para compuertas verticales. Dietz (1973).

socavación abajo de compuertas verticales es la apertura de esta (a), Rajaratnam (1981). Sera introducida por la relativa profundidad de socavación. y_e/a . La influencia de la altura del cabio bajo y el largo del cabio bajo tienen menor importancia para las condiciones $l < 1.5 \Delta d$ y $s < 0.3 \Delta d$, Shalash (1959),

Adicionalmente, existen diferentes tipos de corriente que se pueden desarrollar abajo de la compuerta vertical como se ve en la Figura 5.

Muchas investigaciones fueron efectuadas para especificar estas corrientes, por ejemplo Shalash (1959), Rajaratnam & MacDougall (1983), Mohamed & McCorquodale (1992) and Abdel Ghafar et al. (1995) para las condiciones de la forma numero 1 hasta la 4 en la Figura 5, y Müller (1944), Laursen (1952), Tarapore (1956), Qayoum (1960), Valentin (1968), Dietz (1972a, b) Altinbilek & Basmaci (1973), Chatterjee & Ghosh (1980), Rajaratnam (1981), Hassan & Narajanan (1985), Johnston & Halliwell (1987) and Karim & Ali (2000) para las condiciones con la forma numero 4 hasta la 5 en la Figura 5.

Los hoyos de socavación más profundos fueron observados para corrientes como en la forma numero 5. Más informaciones se presentan en Ettmer (2004). Para corrientes como en la forma numero 5 ($d \gg a$), la profundidad del agua abajo de las compuertas verticales no tiene gran significancia para el proceso de socavación, Karim & Ali (2000).

Debido a esto, las siguientes investigaciones se llevaron a cabo de acuerdo a la corriente en la forma numero 5 y con parámetros de construcción $l < 1.5 dh$ y $s < 0.3 dh$.

3.4 ECUACIÓN PRINCIPAL

La extensión de la ecuación (6) a una ecuación general es presentada en la ecuación (9). El parámetro de la profundidad de socavación es el objetivo de esta investigación: y_e .

De esta manera se ve en la ecuación (9) una ecuación principal para la descripción de la profundidad de socavación en la zona de transición.

$$\frac{y_e}{a} = \psi_1(D^*, X_g) \quad (9)$$

Por ejemplo cualquier parámetro para estructuras hidráulicas puede ser incluido en la ecuación, (9) como el ancho del pilar del puente (9a).

$$\frac{y_e}{D} = \psi_2(D^*, X_g)$$

4. METODOLOGÍA Y MATERIALES

4.1 SEDIMENTOS

La investigación experimental fue efectuada con dos materiales sintéticos y con dos arenas uniformes.

Las primeras dos pruebas se llevaron a cabo con granos sintéticos llamados "acetalharz" con un diámetro de $d_m = 2,60$ mm y una densidad de $\rho_s = 1390$ kg/m³. La arena correspondiente tiene un diámetro de $d_{50} = 1,58$ mm y una densidad de $\rho_s = 2650$ kg/m³.

Ambos sedimentos tienen un parámetro de partícula de $D^* = 38$.

Adicionalmente, la segunda prueba con material sintético llamado "polystyrol" con un diámetro del grano de $d_m = 2.76$ mm y una densidad de $\rho_s = 1040$ kg/m³.

La arena correspondiente tiene un diámetro de $d_{50} = 0.82$ mm y también una densidad de $\rho_s = 2650$ kg/m³. Ambos sedimentos tienen un parámetro de partícula de $D^* = 19$. Los parámetros característicos de todos los materiales utilizados se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Parámetros característicos del material utilizado.

parámetro	test serie 1		test serie 2	
nombre de material	acetalharz	arena 1	polystyrol	arena 2
ρ_s [kg / m ³]	1390	2650	1040	2650
D_{ch} [mm]	2.60	1.58	2.76	0.82
$D^*[1]$	38	38	19	19

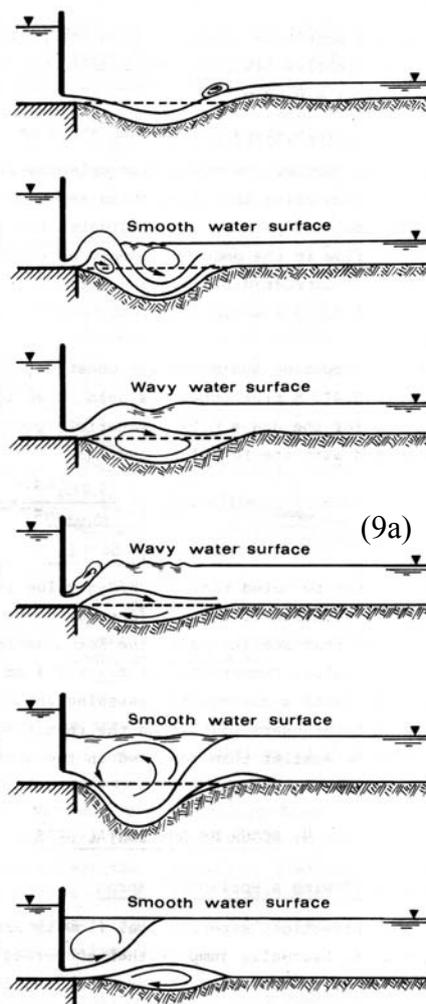


Figura 5.- Cinco formas de corrientes abajo de compuertas verticales, Whittaker & Schleiss (1984).

En la Figura 6 se muestra la curva granulométrica envolvente de la arena 1 y la arena 2.

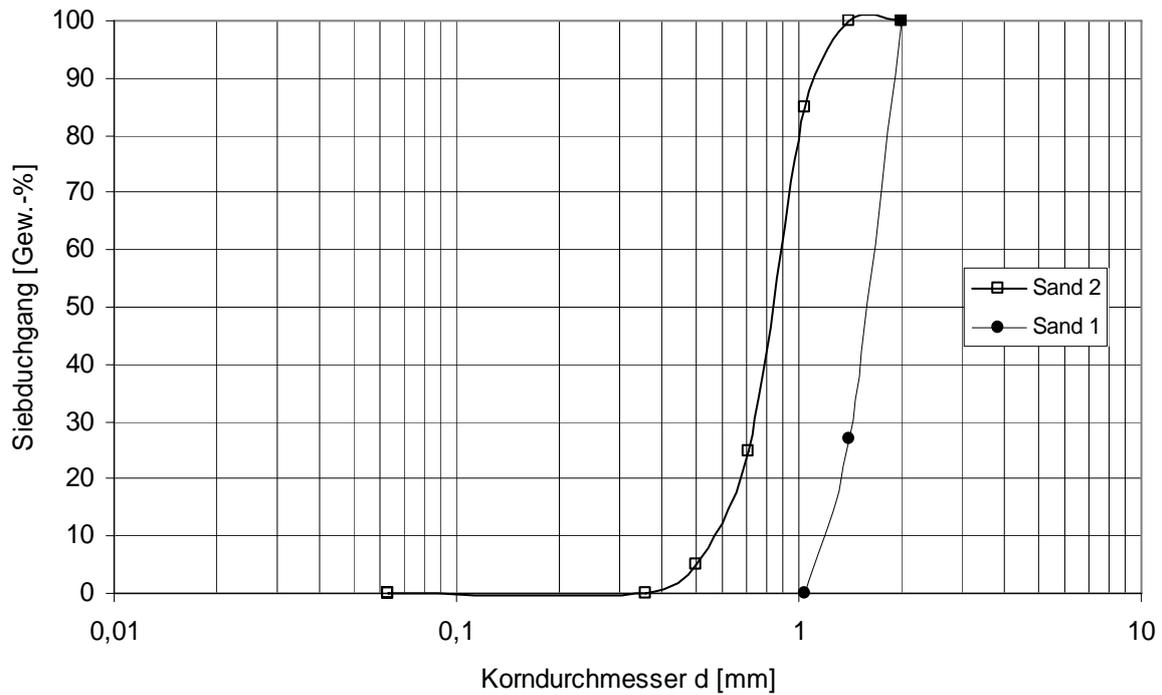


Figura 6.- Curva granulométrica envolvente de la arena 1 y la arena 2.

Las arenas tanto 1 como 2 tienen una curva granulométrica envolvente muy uniforme con $\sigma = (d_{84}/d_{16})^{0.5} = 1.15$ y $\sigma = 1.31$. Los granos sintéticos fueron producidos como un material uniforme. La forma del grano "acetalharz" se muestra en la Figura 7. Como se observa en la Figura 7 "acetalharz" tiene una forma similar a la natural. La forma del grano "polystyrol" se muestra en la Figura 7a. La forma es más o menos cilíndrica.

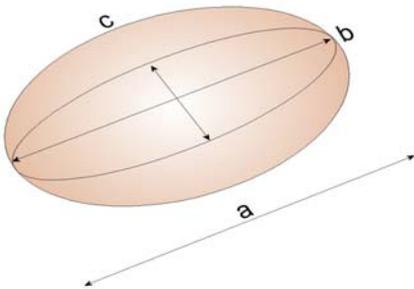


Figura 7.- Forma del grano "acetalharz".

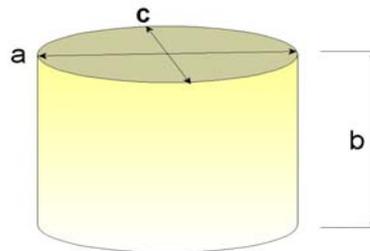


Figura 7a.- Forma del grano "polystyrol".

El factor de la forma es $FF = c / (a b)^{0.5}$ con a = el eje mas largo, b = el eje mediano y c = el eje mas pequeño. El factor de la forma es $FF = 0.84$ para los granos de acetalharz y para el grano de polistirolo $FF = 0.75$. Los sedimentos naturales tienen un factor de la forma aproximada de $FF \approx 0.7$ (ASCE, 1962).

4.2 INVESTIGACIONES

Las investigaciones experimentales fueron realizadas en el laboratorio hidraulico del Instituto Leichtweiss, Universidad Técnica de Braunschweig, ver Figura 8a.



Figura 8a.- Laboratorio hidráulico del Instituto Leichtweiss, Universidad Técnica de Braunschweig.

El canal hidráulico (11 m x 0,30 m x 0,60 m) utilizado tiene paredes de vidrio, ver Figura 8b.



Figura 8b.- Vista del canal hidráulico para modelación experimental.

La descarga fue medida con un flujometro inductivo. El nivel del agua fue medido con un nivelmetro movable y fue ajustado con una compuerta al final del canal hidráulico. La compuerta vertical fue construida con una corta distancia del cauce del sedimento, ver en

Figura 9. Standards especiales fueron requeridos para la medida de la geometría de los hoyos de socavación.

Las paredes de vidrio fueron cubiertas con folio transparente y con una cuadrícula uniforme como en Figura 9. El proceso de socavación fue filmado con cámara de video y fases típicas de la socavación fueron dibujadas en la cuadrícula.

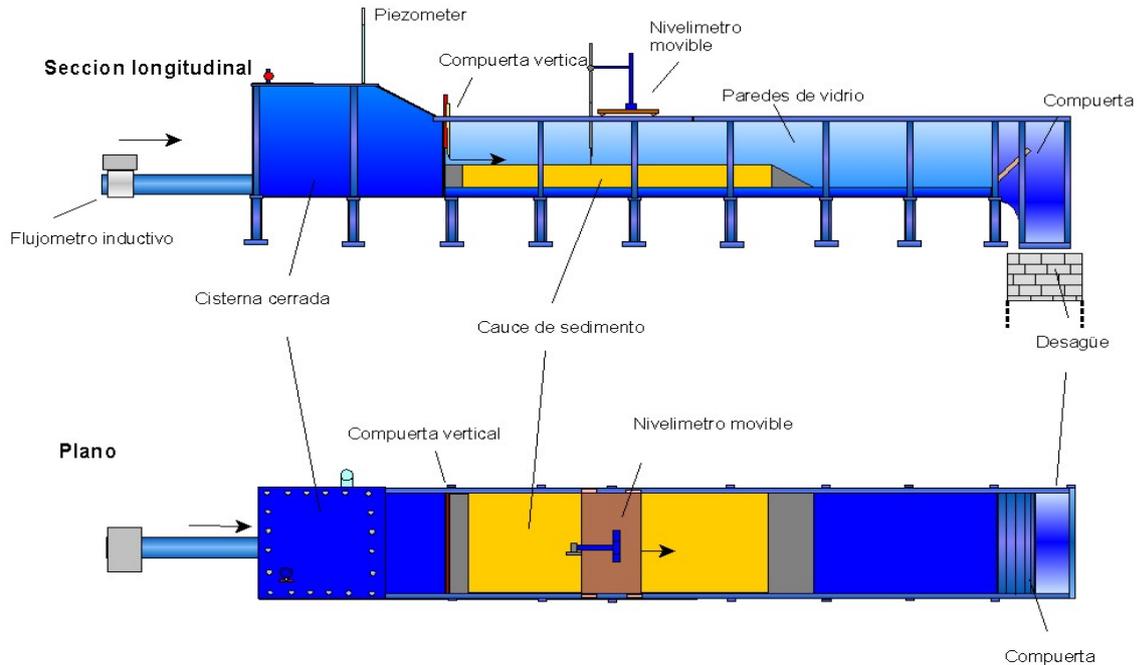


Figura 9.- Montaje experimental.

Nota: Las preinvestigaciones muestran que las paredes de vidrio no tienen ninguna influencia en la geometría de los procesos de socavación.

5. RESULTADOS

5.1 LEYES DE SIMILITUD

Todos los experimentos sedimentológicos fueron realizados con la misma construcción. De manera que la geometría entre las investigaciones tiene una escala de 1:1.

El objetivo fue obtener las mismas geometrías del hoyo de socavación para los diferentes materiales y poder así presentar un experimento típico, ver Tabla 3.

Figura 10 muestra la evolución del hoyo o fosa de socavación para la arena 1. El hoyo de socavación máximo se alcanzó después 4 horas y 5 min.

Después de eso, la extensión del hoyo o fosa de socavación creció o se incrementó solo a lo largo.

Tabla 3.- Datos del test 1 y del test 2

Parámetros	test 1 arena 1.	test 2 acetallh.
Construcción		
a [m]	0,02	0,02
s [m]	0	0
l [m]	0,10	0,10
Hidráulico		
Q [l/s]	4,70	3,00
u [m/s]	0,77	0,49
d [m]	0,20	0,20
Sedimento		
D* [1]	38	38
Δ_s [kg/m ³]	2650	1390
D _{ch} [mm]	1,58	2,6

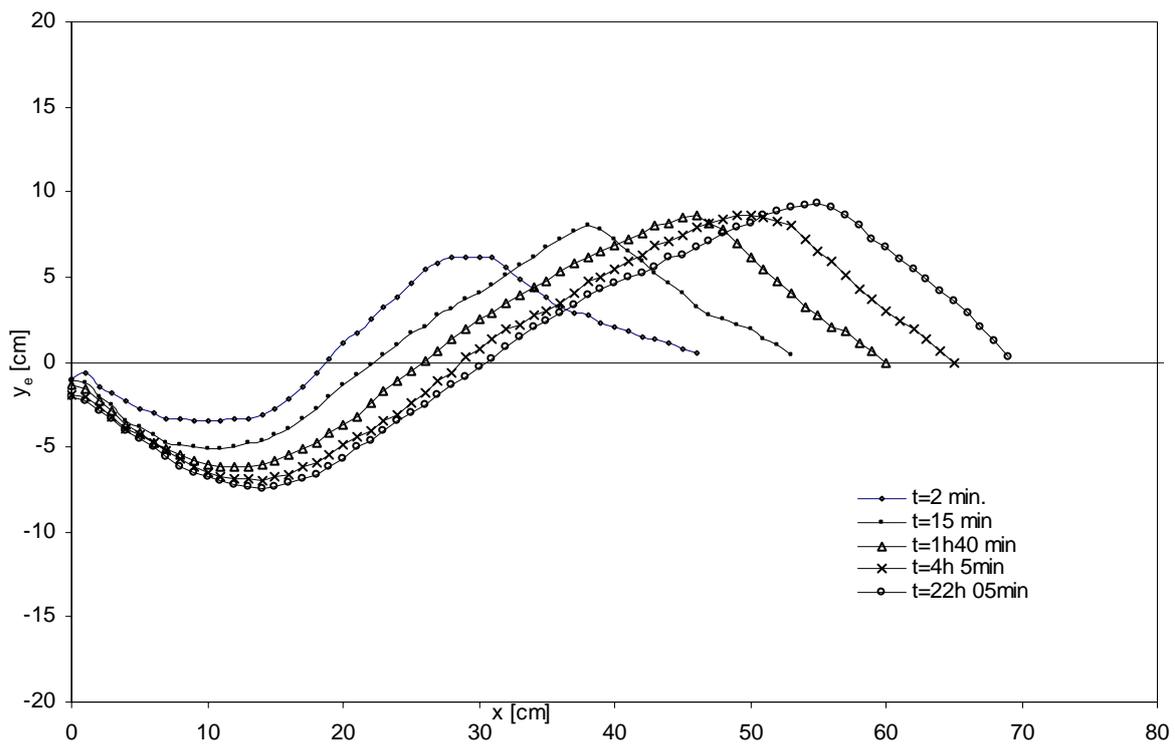


Figura 10.- Evolución del hoyo o fosa de socavación test 1

El hoyo de socavación no alcanzó una profundidad mayor. Por esto, se midió en distintos lapsos de tiempo. Por ejemplo una medida del hoyo de socavación después de 22 horas y 5 min no muestra mayores profundidades.

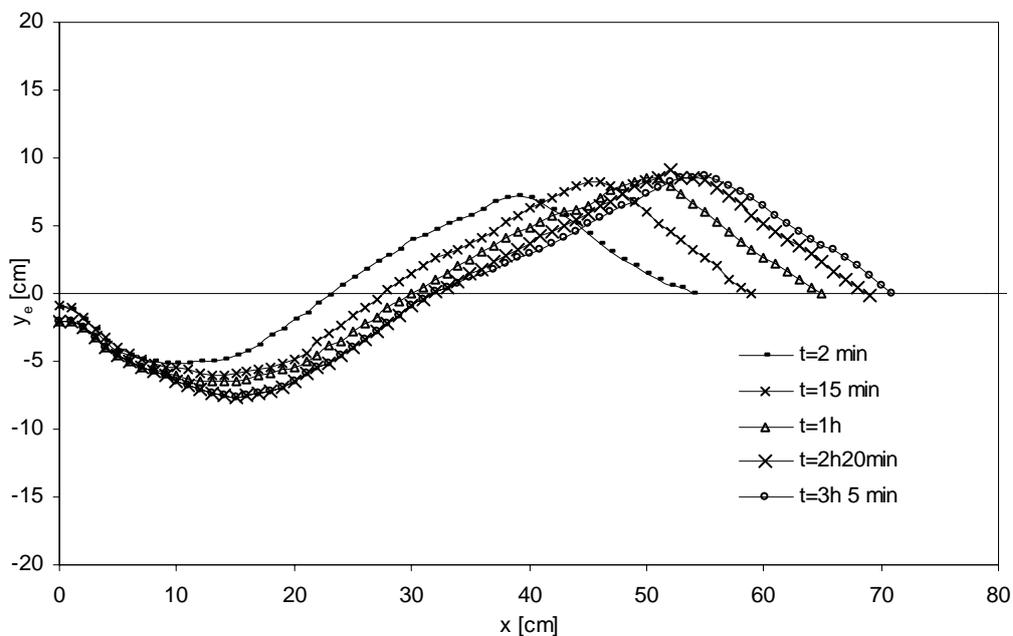


Figura 11.- Evolución del hoyo o fosa de socavación test 2

Los resultados del test 2 con "acetalharz" se muestran en Figura 11. En este caso, la máxima profundidad de socavación fue alcanzada después de 2h 20 min. La extensión del hoyo de socavación solo creció a lo largo. No se midió ninguna profundidad mayor.

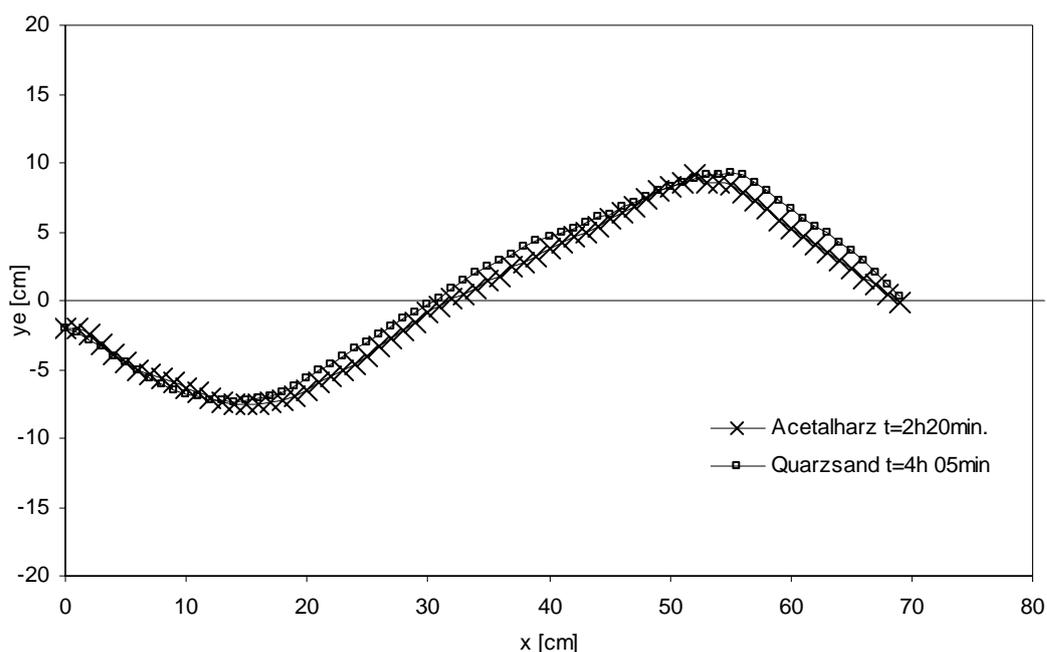


Figura 12.- Geometrías máximas de test 1 y test 2

Test 1 y test 2 se llevaron a cabo con dos materiales totalmente distintos y el tiempo de socavación hizo una diferencia significativa. Pero la geometría del hoyo de socavación y la máxima profundidad de socavación fue idéntica. En ambos casos, la máxima profundidad de socavación fue de 0.075 m.

Las dos geometrías máximas se muestran en Figura 12. Se destaca que la geometría entre los dos materiales son idénticas. Esto significa, que en dos test se presentan típicos procesos hidráulicos con concordancia. De esta forma, los parámetros característicos son los mismos.

En Tabla 4 se muestran los parámetros característicos. Primero, es evidente que los parámetros hidráulicos son diferentes. La escala básica para modelos físicos es normalmente el índice de Froude Fr . Aquí la relación del test 1 y del test 2 es $Fr_r = 1,57$ y no $Fr_r = 1,0$.

La misma relación (1,57) existe entre las descargas, las velocidades y los índices de Reynold.

También, las relaciones sedimentológicas varían, por ejemplo la relación de velocidad crítica ($u_{crit,r} = 1,67$) y la relación de la velocidad de descenso ($u_{s,r} = 1,38$).

Nota: ambas velocidades son obtenidas en test preliminares.

Tabla 4.- Parámetros característicos y relaciones similares.

Parámetro	test1 arena 1	test2 Acetal.	relación test1/test2
relaciones hidráulicas			
Q [l/s]	15,5	9,9	1,57
u [m/s]	0,77	0,49	1,57
Fr [1]	1,75	1,11	1,57
Re [1]	14184	9054	1,57
relaciones sedimentológicas			
D_{ch} [1]	1,58	2,6	0,607
Δ [1]	1,65	0,39	4,23
D^* [1]	38	38	1,0
u_{crit} [m/s]	0,323	0,194	1,67
u_s [m/s]	0,158	0,114	1,38
relaciones de parámetros relevantes			
X_g [1]	48	48	1,0
Fr_g [1]	4,83	4,95	0,98
Re_g [1]	1121	1177	0,95
y_c [m]	0,075	0,076	0,99
relaciones geométricas			
a [m]	0,02	0,02	1,0
y_c/a [1]	3,75	3,80	0,99
d [m]	0,200	0,200	1,0
relación del tiempo			
T [h-min]	4h5m	2h20m	1,75

A menudo la igualdad de la relación de $u_{crit,r} \approx u_{s,r}$ se basa en las leyes similares con materiales sintéticos, Mertens (2003). En este caso, las diferencias entre las relaciones $u_{crit,r} = 1,67$ y $u_{s,r} = 1,38$ son evidentes y los parámetros $u_{crit,r}$ and $u_{s,r}$ no pueden ser utilizados para una escala de sedimentos. La relación del grano con el índice de Froude y de la relación del grano con el índice Reynold fueron calculados como $Fr_{g,r} = 0,98$ y $Re_{g,r} = 0,95$ respectivamente, acercándose así a la relación de 1:1

La nueva definición del índice de la resistencia del grano X_g se muestra en la relación de $X_{g,r} = 1$ entre el test 1 y el test 2. Como consecuencia de las iguales profundidades máximas de socavación y de la idéntica geometría de los hoyos de socavación en ambos casos, una similitud de X_g significa un parámetro que permite la descripción de la interacción de la hidráulica sedimentológica en la zona de transición.

Por lo tanto, el índice de la resistencia del grano X_g sin dimensión y el diámetro de la partícula D^* también sin dimensión, son representadas por dos parámetros para definir el proceso de los hoyos de socavación en la zona de transición hidráulica. Si el test 1 es llamado “test-natural” (índice N) y el test 2 es llamado “test-modelo” (índice M), una ley a escala puede derivarse de estos tests. Las condiciones básicas son planteadas en las ecuaciones (10) y (11).

$$D_r^* = 1 \quad (10)$$

$$X_{g,r} = 1 \quad (11)$$

La solución de la ecuación (11) se muestra en la ecuación (12).

$$D_r^* = \frac{D_N^*}{D_M^*} = \frac{\left(\frac{\Delta_N g}{v^2}\right)^{1/3} D_N}{\left(\frac{\Delta_M g}{v^2}\right)^{1/3} D_M} = \frac{\Delta_N^{1/3} D_N}{\Delta_M^{1/3} D_M} = \Delta_r^{1/3} D_r = 1 \quad (12)$$

$$\rightarrow \Delta_r = D_r^{-3}$$

Ésta denota que la relación de la densidad de los sedimentos del suelo se encuentran en relación con el diámetro del grano en D_r^{-3} . En otras palabras, la relación del diámetro del grano puede ser expresado por la relación de la densidad del material $\Delta_r^{-1/3} = D_r$.

Más allá, la condición 2 (ecuación (11)) demanda una similitud del índice del grano de resistencia X_g en la naturaleza y en el modelo. Así se deriva la ecuación (13).

$$X_{g,r} = \frac{X_{g,N}}{X_{g,M}} = \frac{\left(\frac{\Delta_N g D_N^2}{u_{a,N} v^2}\right)}{\left(\frac{\Delta_M g D_M^2}{u_{a,M} v^2}\right)} = \frac{\Delta_N D_N^2 u_{a,N}^{-1}}{\Delta_M D_M^2 u_{a,M}^{-1}} = \Delta_r D_r^2 u_{a,r}^{-1} = 1 \quad (13)$$

$$\text{con: } \Delta_r = D_r^{-3} \rightarrow D_r^{-3} D_r^2 u_{a,r}^{-1} = 1 \rightarrow D_r^{-1} = u_{a,r}$$

El solución de la ecuación (13) muestra la relación $D_r^{-1} = v_{a,r}$. Demostrando así que la relación de la velocidad se deriva de la relación del diámetro del grano. (Nota: las mismas condiciones serán derivadas con la escala del índice del grano de Froude $Fr_{g,r} = 1$ y del grano Reynold $Re_{g,r} = 1$).

5.2 RELEVANCIA DE X_G

La relevancia de la resistencia del grano X_G fue descrita para el análisis del test 1 y 2 con una serie de más de 42 pruebas. Los datos de dicho análisis junto a más de 300 resultados en la investigación para la socavación fueron representados en *Ettmer (2004)*.

5.2.1 SERIES DE TESTS CON PARÁMETROS PARA LA PARTÍCULA $D^* = 38$

Para enseñar el significado de la resistencia del grano X_g , se muestran los resultados de las series de tests con un diámetro de la partícula de $D^* = 38$ aplicado en la Figura 13.

El diagrama presenta la profundidad relativa maxima de socavación y_e/a en relación a la resistencia del grano X_g . Los tests se llevaron a cabo con arena $d_{50} = 1,58$ mm y con material sintético acetalharz $d_m = 2,6$ mm.

Como se demuestra en los resultados del test 1 y 2, se observa en el diagrama que los resultados de las pruebas en serie con arena son congruentes con las pruebas en serie de “acetalharz”.

Como se observa arriba, es posible considerar las diferentes características del material con el parámetro de la partícula D^* .

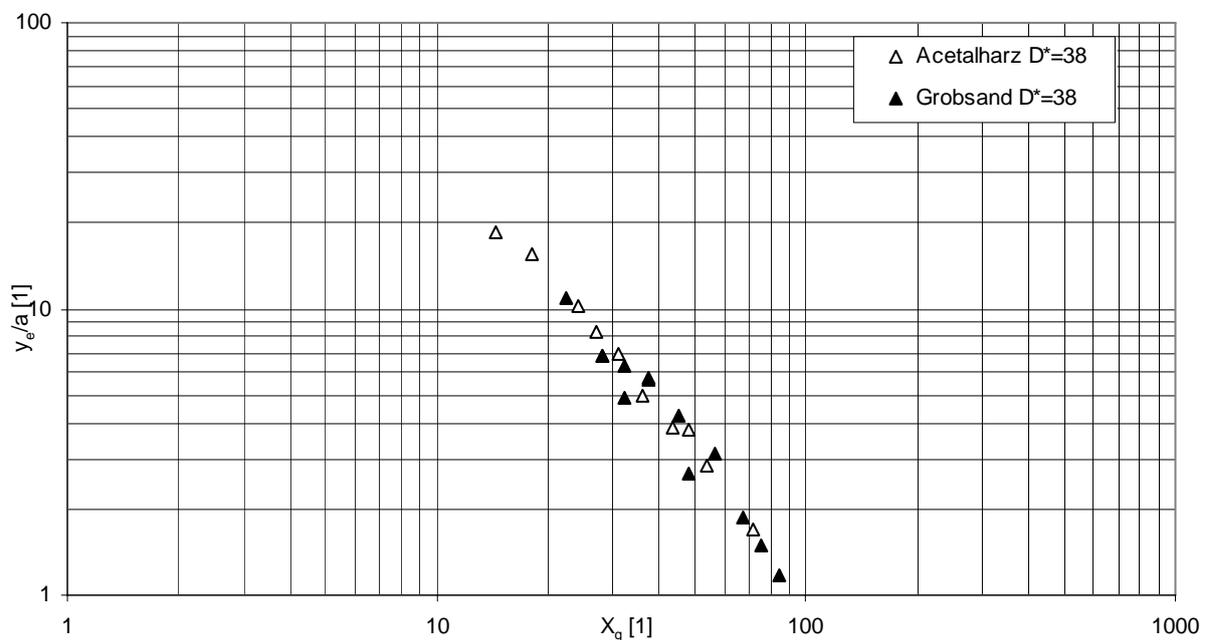


Figura 13.- Serie de tests con el parámetro de la partícula $D^* = 38$

La característica de la curva confirma un descendimiento de la profundidad relativa de socavación y_e/a con un ascenso de X_g , y respectivamente un ascenso de la profundidad de socavación con el decrecimiento del índice de la resistencia del grano.

Una relevancia en la característica de la curva es dada por la definición de X_g , como se ve en la ecuación (7).

Para un diámetro del grano ascendiente crece también el índice de resistencia (todos los otros parámetros son considerados constantes). Esto significa que las fuerzas del sedimento ascienden. Provocando que la fuerza de propulsión ascienda también.

Para ambos materiales la curva presenta una característica congruente. Lo cual significa que para ambos sedimentos el hoyo de socavación relativo puede ser observado en la zona de transición hidráulica para un mismo índice de resistencia del grano X_g .

Por esto, es similar la resistencia del grano sin dimensión para ambos sedimentos.

5.2.2 SERIES DE TESTS CON PARÁMETROS PARA LA PARTÍCULA $D^* = 19$

El diagrama con la serie de tests $D^*=19$ se muestra en la Figura 14 (polystyrol y arena 2, $d_{50} = 0,82$ mm). El parámetro de la curva de la partícula $D^*=19$ se localiza a la izquierda del parámetro de la curva de la partícula $D^*=38$.

Por tanto, la resistencia del grano del parámetro de la curva de la partícula $D^*=19$ es más pequeña que la del parámetro de la curva de la partícula $D^*=38$.

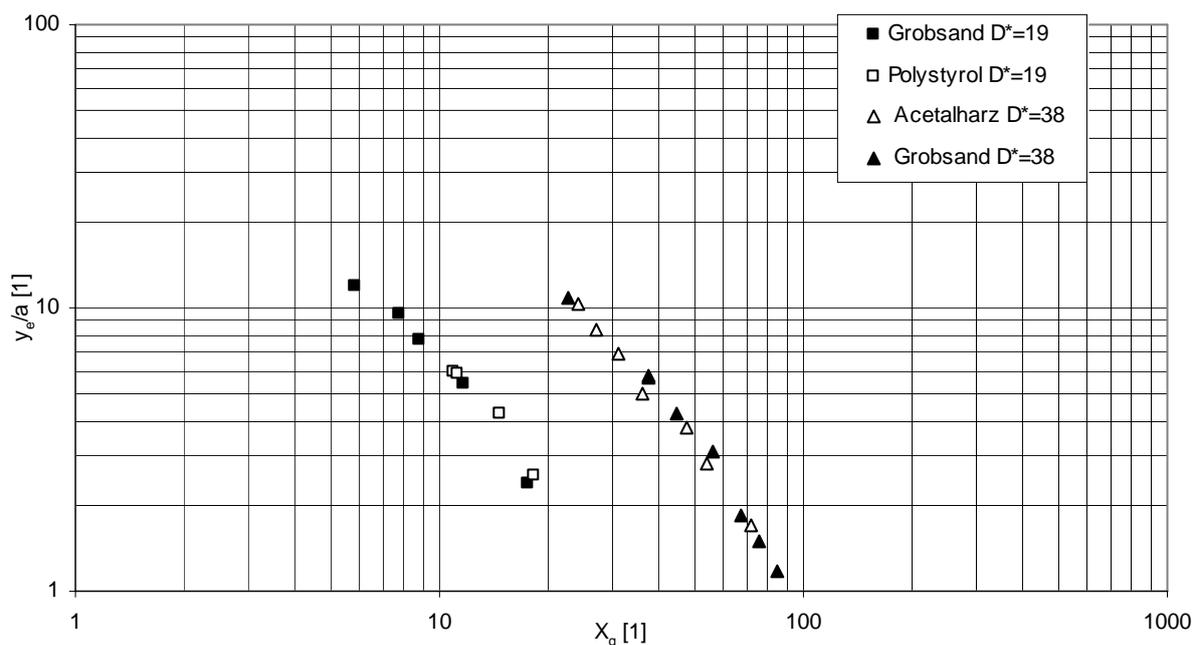


Figura 14.- Serie de tests $D^*=38$ y $D^*=19$

5.2.3 SERIES DE TESTS $D^*=58$, $D^*=93$ Y $D^*=139$

La Figura 14 fue ampliada con un número extenso de tests, los cuales fueron evocables en la literatura. Primero, los resultados del test fueron seleccionados para parámetros de partículas D^* y luego se ampliaron en las diagramas de X_g .

La Figura 15 presenta la extensión de la Figura 14 con datos de Qayoum (1960) para los parámetros de la curva de la partícula $D^*=58$, $D^*=93$ y $D^*=139$.

Los resultados fueron clasificados de acuerdo al tamaño del parámetro de la partícula D^* . Por tanto, la resistencia del sedimento crece con ascenso del parámetro de la partícula y la profundidad de socavación relativa decrece con el incremento del índice de la resistencia del grano X_g . Por esto, los resultados de *Qayoum* afirman las características típicas de la curva en las series de los tests. $D^*=19$ y $D^*=38$.

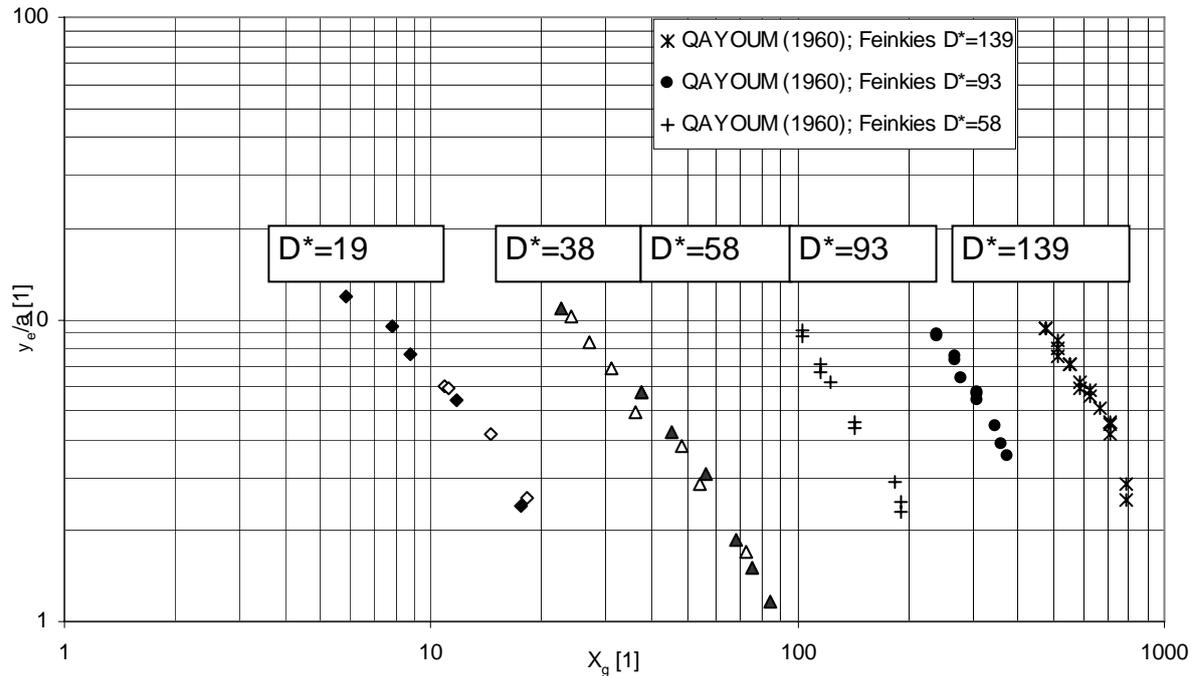


Figura 15.- Extensión de $D^*=58$, $D^*=93$, $D^*=139$

Adicionalmente, los resultados de Straube (1963), Altinbilek & Basmaci (1973) (a.o. investigaciones con materiales sintéticos con la densidad de 1300 kg/m^3) así como los resultados de Rajaratnam (1981) fueron ajustados. Rajaratnam utilizó materiales sintéticos y aire como líquido. Por tanto, los resultados fueron ajustados a la variación de la densidad relativa y en tests particulares a la variación de la viscosidad cinemática, ver Figura 16.

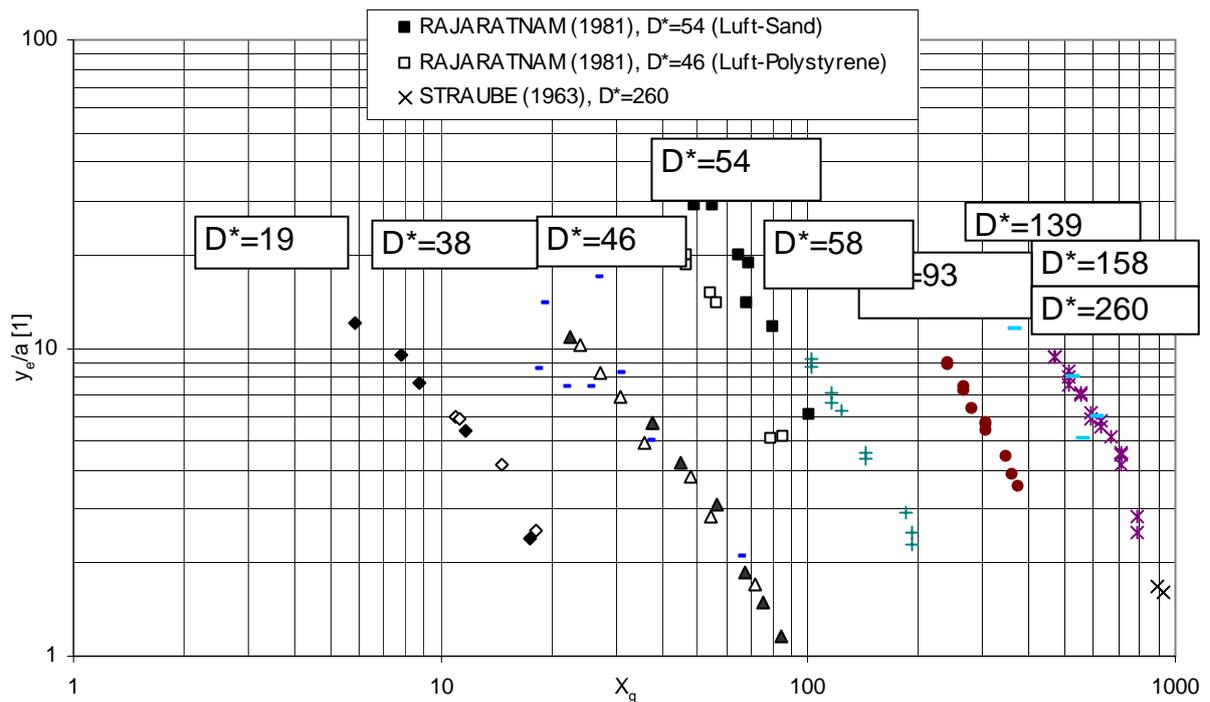


Figura 16.- Extensión para $D^*=46$, $D^*=54$, $D^*=260$

La consideración de los resultados arriba mencionados destaca que la serie de tests de Altinbilek & Basmaci con parámetros para partículas de $D^* = 158$ son congruentes con los parámetros de la curva de la partícula $D^* = 139$. En la curva se identifica la delimitación entre la zona de transición hidráulica y la zona de aspereza, que se fija aproximadamente con el parámetro de la partícula $D^*=150$. La delimitación de arriba puede ser confirmada con mas resultados por ejemplo con los resultados de Straube (1963) para un parámetro de la partícula $D^* = 260$.

Ésta curva contiene características congruentes con el parámetro de la curva de la partícula $D^*=139$ y $D^*=158$. Como consecuencia, el diagrama sin dimensión $y_e/a = f(D^*, X_g)$ enseña la delimitación entre la zona de transición hidráulica y la zona de aspereza de acuerdo a la profundidad de socavación relativa.

Como un resultado de la progresión de las curvas, se enfoca en el diagrama que la zona lisa hidráulica se presenta para un pequeño índice de resistencia del grano X_g (no hubo datos para la socavación de zonas hidráulicas lisas). Con un incremento de X_g aparece la zona de transición hidráulica y se extiende hasta la delimitación con el parámetro de la curva de la partícula $D^* \approx 150$. A la derecha de la delimitación se desarrolla la zona hidráulica aspera.. Como se muestra arriba, los resultados de Qayoum ($D^* = 139$), Altinbilek & Basmaci ($D^* = 158$) y Straube ($D^* = 260$) fueron adaptados de una manera aproximada en una curva.

Se anotan los resultados del flujo de paso del aire con la arena y el flujo de paso del polystirol. Los resultados de las investigaciones fueron seleccionados de la misma forma como con los parámetros de las curva de las partículas. Esto significa que una fuerte variación de la viscosidad cinemática puede ser también representada por el índice de la resistencia del grano X_g . La forma de aproximación expuesta parece ser una forma adecuada para visualizar los efectos quinemáticos de los procesos observados.

6. CONCLUSIÓN

El pronóstico de la socavación local abajo de compuertas verticales contiene ciertos problemas especialmente por sedimentos finos. Un calculo de la profundidad máxima de socavación presenta numerosas variaciones en la misma. Además, existen problemas con la escala de sedimentos finos para la predicción de un hoyo o fosa de socavación con ayuda de un modelo físico. Por tanto, los sedimentos sintéticos fueron frecuentemente utilizados como material del suelo y los materials sintéticos fueron relacionados con la zona de transición hidráulica. Por esto, la viscosidad cinemática obtiene influencia del proceso sedimentológico hidráulico. Se ha demostrado, que el proceso de socavación puede ser substancialmente descrito por dos parámetros sin dimensión, el parámetro de la partícula D^* y el nuevo índice de la resistencia del grano X_g . Se presenta la relevancia física de X_g y se muestra que la influencia de la viscosidad cinemática en la zona de transición hidráulica puede ser visualizada de acuerdo con la profundidad de socavación.

Además, la ley de la escala para materiales sintéticos se presenta en la zona de transición. La ley de la escala fue confirmada por diferentes resultados y se destaca que la zona de transición puede ser visualizada desde el parámetro de la partícula $D^*=150$. La ecuación mencionada anteriormente, permite una aplicación más fiable en un modelo de socavación. Como resultado de las curvas carcterísticas, los diagramas muestran que para inferiores valores de resistencia, X_g , de los granos, se presenta una zona suave hidráulica (no se dispusieron de datos de socavación para la zona hidráulica suave). Con mayores valores X_g , aparece la zona de transición hidráulica y se extiende hasta alcanzar el límite con la curva paramétrica de la partícula $D^* \approx 150$. A la derecha del límite se desarrollará la zona de rugosidad hidráulica. Tal

como mostrado anteriormente, los resultados de Qayoum ($D^* = 139$), Altinbilek & Basmaci ($D^* = 158$) y Straube ($D^* = 260$) fueron aproximadamente adaptados en una curva. Para una particular de diámetro mayor que $D^* > 150$, parece la profundidad de erosión relative es independiente de las menores dimensiones del parámetro de la particular, D^* , lo cual puede ser visualizado hasta el parámetro de la partícula $D^* = 150$, de aquí que la ecuación mencionada puede ser aplicada para un modelo confiable de ensayo de socavación.

Los resultados de muchos experimentos indican que los dos índices D^* y X_g son muy importantes para la transmisión de dicho movimiento y para la descripción del fenómeno hidráulico-sedimentológico.

APÉNDICE I: REFERENCIAS

- [1] Altinbilek, H.D., Basmaci, Y., (1973): Localized scour at the downstream of outlet structures, International Congress on large dams, Madrid 1973, 105-122
- [2] ASCE, (1962): Sediment transportation mechanics, Introduction and properties of sediment, Journal of the hydraulics division, HY4, Juli 1962
- [3] Breusers, H.N.C., (1966): Conformity and time scale in two dimensional local scour, Proc. symposium on model and prototype conformity: 1-8, Hydraulic Research Laboratory, Poona
- [4] Dietz, J.W., (1969): Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlenmaterialien bei strömendem Abfluß", Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium, Universität Karlsruhe, Mitteilungen, Heft 155, Herausgeber: Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi, Karlsruhe 1969
- [5] Dietz, J.W., (1973): "Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken", Wasserwirtschaft, Heft 63, 1973, 76-83
- [6] Dietz, J.W., (1976): Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell", Zusammenfassung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 1976, Nr. 40, 73-84
- [7] Dietz, J.W., (1994): Eidersperrwerk, Natur- und Modellversuche, HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 131. Jahrgang, 1994, Nr. 4.
- [8] Dorer, H., (1984): Ähnlichkeit bei flussbaulichen Modellen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 54, ISSN 0572-5801
- [9] Ettmer, B., (2004): Untersuchungen zu Kolkprozessen hinter dem unterströmten Schütz, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Papierflieger Verlag GmbH, Claustahl-Zellerfeld, ISBN 3-89720-738-9
- [10] Froude, W., (1872): Transactions of the Institute of Naval Architects XI 1870, Report of the British Association, 1872
- [11] Günzel, W., (1964): Modelle geschiebeführender Flüsse mit hydraulisch rauher Sohle, Darlegung der Modelltechnik am Beispiel des Flusse Neumagen, 150. Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium, Technische Hochschule Karlsruhe, Februar 1964

- [12] Hassan, N.M.K.N., Narayanan, R., (1985): Local scour downstream of an apron, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, No.11, November 1985, 1371-1385
- [13] Johnston, A.J., (1990): Scourhole developments in shallow tailwater, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 28, 1990, No.3, 341-354
- [14] Karim, O.A., Ali, K.H.M., (2000): Prediction of flow patterns in local scour holes caused by turbulent water jets, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 38, 2000, No.4, 279-287
- [15] Kobus, H., (1978): Wasserbauliches Versuchswesen, *Mitteilungsheft Nr.4 DVWW Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, Arbeitsausschuß "Wasserbauliches versuchs- und Meßwesen"*
- [16] Mertens, W., (1987): Über die Deltabildung in Stauräumen, *Mitteilungen, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 91/1987
- [17] Mertens, W., (2002): Anwendung und Bedeutung der Dimensionsanalyse im experimentellen Wasserbau, *Manuskript zur Vorlesung, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (Veröffentlichung in Vorbereitung)*
- [18] Mertens, W., (2003): Kap. 6 Physikalische Transportmodelle in: *ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe WW-2.4 "Feststofftransportmodelle", Feststofftransportmodelle in Fließgewässern, März 2003, ISBN 3-924063-30-3, 225-238*
- [19] Oertel jr., H., (2002): *Prandtl-Führer durch die Strömungslehre, Grundlagen und Phänomene, 11. überarbeitete und erweiterte Auflage, Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden*
- [20] Qayoum, A., (1960): Die Gesetzmäßigkeit der Kolkbildung hinter unterströmten Wehren unter spezieller Berücksichtigung der Gestaltung eines beweglichen Sturzbettes, *Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Braunschweig*, Heft 60/1, 1960
- [21] Rajaratnam, N., (1981): Erosión by plane turbulent jets, *Journal of Hydraulic Research* 19, No. 4, 1981, 339-358
- [22] Rajaratnam, N., Macdougall, R.K., (1983): Erosión by plane wall jets with minimum tailwater, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 7, 1983, 1061-1064
- [23] Schlichting, H., (1965): *Grenzschicht-Theorie, 5. Auflage, Verlag G. Braun, Karlsruhe*
- [24] Shields, A., 1936: Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung *Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Heft 26, Eigenverlag der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin NW87, 1936*
- [25] Shalash, M.S.E., (1959): Die Kolkbildung beim Ausfluß unter Schützen, Einfluß einer Befestigungsstrecke und einer Sohlenstufe unterstrom des Auslasses, *Dissertation, Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule München*

- [26] Straube, C., (1963): Die Kolkbildung hinter unterströmten Wehren, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, Heft 9, Berlin 1963
- [27] van Rijn, L.C., (1984): "Sediment Transport, Part I, Bed Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 10, October, 1984, 1431-1456
- [28] Westrich, B., Kobus, H., (1976): Untersuchungen am Luftmodell zur strömungstechnisch günstigen Gestaltung von Entnahmebauwerken, gwf-wasser/abwasser, Heft 7, 117 (1976), 300-307
- [29] Whittaker, J.G., Schleiss, A., (1984): Scour related to energy dissipators for high head structures, Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Nr. 73, Zürich 1984
- [30] Yalin, M.S., (1959): Über die Naturähnlichkeit der Geschiebebewegung bei Modellversuchen, Die Bautechnik, 36. Jahrgang, Heft 3/1959, 96-99
- [31] Yalin, M.S., (1965): Similarity in Sediment Transport by Currents, Hydraulics Research Paper No. 6, Hydraulics Research Station, Wallingford, Berks.
- [32] Yalin, M.S., (1971): Theory of hydraulic models, Macmillan Civil Engineering Hydraulics, London and Basingstoke
- [33] Zanke, U., (1978): Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport, Teil 2: Berechnung des Sedimenttransportes hinter befestigten Sohlenstrecken - Sonderfall zweidimensionaler Kolk-, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 48, Hannover, 1978, 1-95
- [34] Zanke, U., (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York