



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN CONVENCIONAL DE AGUA Y CONDUCCIÓN POR
TUBERÍA PARA ABASTECER EL RIEGO DE UNA BANANERA DE 4000HA

TRABAJO PRÁCTICO DEL EXAMEN COMPLEXIVO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

MUÑOZ VILLACIS GALO GUSTAVO

MACHALA - EL ORO

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, MUÑOZ VILLACIS GALO GUSTAVO, con C.I. 0705205342, estudiante de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA, en calidad de Autor del siguiente trabajo de titulación DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN CONVENCIONAL DE AGUA Y CONDUCCIÓN POR TUBERÍA PARA ABASTECER EL RIEGO DE UNA BANANERA DE 4000HA

- Declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional. En consecuencia, asumo la responsabilidad de la originalidad del mismo y el cuidado al remitirme a las fuentes bibliográficas respectivas para fundamentar el contenido expuesto, asumiendo la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera EXCLUSIVA.

- Cedo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA de forma NO EXCLUSIVA con referencia a la obra en formato digital los derechos de:
 - a. Incorporar la mencionada obra al repositorio digital institucional para su democratización a nivel mundial, respetando lo establecido por la Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0), la Ley de Propiedad Intelectual del Estado Ecuatoriano y el Reglamento Institucional.

 - b. Adecuarla a cualquier formato o tecnología de uso en internet, así como incorporar cualquier sistema de seguridad para documentos electrónicos, correspondiéndome como Autor(a) la responsabilidad de velar por dichas adaptaciones con la finalidad de que no se desnaturalice el contenido o sentido de la misma.

Machala, 26 de noviembre de 2015



MUÑOZ VILLACIS GALO GUSTAVO
C.I. 0705205342

Introducción.

La agricultura se sustenta en la cantidad y calidad del agua, siendo éstos dos factores importantes para los cultivos. En varios países del mundo así como en el nuestro, existen lugares donde se tiene abundante cantidad de agua, que nos permite tener una buena productividad agrícola, así mismo existen lugares que hay escasez de agua donde no se puede producir, llevando a zonas que pierdan su productividad y terminen erosionándose hasta ser zonas desérticas y áridas. La calidad del agua, es fundamental para cubrir las necesidades del usuario, en este caso, para la agricultura.(1)

El uso del agua y la utilización de la misma, más el suelo, han sido fundamentales para garantizar una buena producción de alimentos, pese al estudio demográfico mundial, no se conoce el daño que conlleva para el planeta. Según la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y Alimentación, FAO (Por sus siglas en Inglés), informa que al final del siglo veinte, la agricultura empleaba aproximadamente el 70% de toda el agua utilizada a nivel mundial, y que este porcentaje aumentará a 84% en el 2030, lo que indica que el agua existente en el planeta no va a ser suficiente, como para consumo ni para el riego, por lo que se debe pensar en una gestión sostenible del agua y del suelo, se debe mejorar de manera considerable la eficacia y productividad del uso que se le da al agua.(2)

Existen 2 formas de cultivos: Por riego, donde el hombre aporta con agua al suelo mediante métodos ejemplos: riego por arroyamiento, inundación, aspersión, goteo o por canales, y por Secano, donde el hombre no aporta con agua al suelo, siendo esto únicamente el agua proveniente de la lluvia. Cuando el agua llega a los cultivos mediante precipitaciones, éstas son en su mayoría irregulares, de rápida infiltración y evaporación, lo que garantiza la calidad una buena cosecha.

Se sabe que la productividad en las tierras con sistemas de riego es tres veces mayor a de tierras con el sistema de secano, debe tomarse en cuenta que con un sistema de riego se generan inversiones especialmente para el sector privado, generando así fuentes de empleo a lo largo del año, ya sea en las obras hidráulicas como en las etapas del sembrío. Esto genera una mayor seguridad en el sector agrario, porque garantiza una estabilidad en el agua que reciben los cultivos, eliminando así la incertidumbre de las lluvias y permitiendo a los agricultores tener cultivos permanentes, una estabilidad y mayores ingresos en la productividad y utilización sostenible de los recursos disponibles.

Por lo tanto se puede decir que el agua es el principal recurso para el riego, dificultándose el mismo debido al clima o a la topografía del terreno.

El objetivo principal del presente trabajo es realizar el diseño de una obra de toma convencional para así garantizar su estabilidad y conducción por tubería, para poder tener una gestión sostenible del agua y aprovechamiento del suelo lo cual influirá directamente en la producción de la bananera.

TEMA.

Diseño de una captación convencional de agua y conducción por tubería, para abastecer el riego de una bananera de 4.000ha.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.

Algunas propiedades agrícolas, no cuentan con un sistema de riego que satisfaga totalmente el riego de estas propiedades, conociendo que nuestro territorio tiene numerosas fuentes de agua dulce que podrían ser utilizadas de manera racional y eficiente para el consumo agrícola, y no tienen una infraestructura optima que cumpla con los requisitos para abastecer a estas plantaciones sin presentar ningún tipo de falla; de acuerdo a esto tienen que acoplarse a soluciones momentáneas.

Este proyecto da solución a la necesidad de riego que presenta una propiedad bananera de 4.000ha, en cuanto se construya una captación y conducción de agua desde un rio que se encuentra a 9km de distancia de la plantación mejora la producción.

OBJETIVOS.

OBJETIVO GENERAL.

- Realizar el diseño de una obra de toma convencional de agua con todos sus elementos, garantizando su estabilidad y la conducción por tubería del caudal necesario para el riego de una bananera de 4.000 ha.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Diseñar la obra de captación considerando el caudal requerido y su estabilidad.
- Calcular el desarenador para impedir el paso de partículas sólidas a la conducción.
- Determinar el diámetro de la tubería y el material de la misma considerando su costo.

DESARROLLO.

FUNDAMENTO TEORICO.

CAPTACIÓN.

Esta estructura hidráulica es construida para derivar el curso del agua, tanto de ríos, arroyos, canales, etc. o desde un lago e incluso desde el mar, una parte del agua disponible en esta, para ser utilizada en un fin específico, en este caso para riego.

En el caso de sistemas en cuencas de montaña, por las condiciones topográficas, la posibilidad de desarrollo de embalse es limitada. Por esta razón, es usual la derivación directa de los volúmenes de agua y conducirlos a través de canales, galerías y/o tuberías,

para suplir con la demanda que se presenta en el sistema de recepción (agua potable, riego, energía, etc.).

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, como puede ser aguas abajo de la estructura de captación, sin embargo su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto. y sectores ubicados en niveles inferiores.(3)

DESARENADOR.

En la mayoría de la obras de toma, la velocidad en la entrada es tan fuerte que puede arrastrar partículas sólidas ingresándolas junto con el agua. Las arenas arrastradas por los ríos o corrientes de agua captadas a través de la boca toma, pueden irse depositando y disminuyendo la sección de conducción, a la vez la capacidad de los reservorios, produciendo desgastes, daños en accesorios y equipos. Por tal motivo se deben construir obras hidráulicas que permitan separar y luego remover este material sólido, llamadas desarenadores.

Estos desarenadores deben construirse lo más cerca posible de la boca toma para evacuar el material sedimentado(1).

- Los desarenadores deben garantizar la remoción de partículas de 0.15 mm (arena fina) en un valor no menor de 75%.
- El largo de las unidades deben ser aproximadamente de 10 a 12 veces la profundidad, siempre que la velocidad longitudinal se mantenga en alrededor de 0.10 m/s. El ancho mínimo debe ser de 0.6 m con el objeto de facilitar la limpieza manual.
- Las estructuras de entrada y salida deben asegurar una buena distribución de agua, reduciendo al mínimo la posibilidad de que se presenten zonas muertas o cortocircuitos hidráulicos.(2)
- La velocidad horizontal no deberá ser mayor de 0.3 m/s. la velocidad de asentamiento vertical se calculará tomando en cuenta el peso especificado y diámetro de las partículas.

LINEA DE CONDUCCIÓN.

Línea de conducción es la parte del sistema constitutivo, que consiste en un conjunto de ductos y accesorios destinados para transportar el agua estando en su estado natural, hasta un punto que puede ser un tanque de almacenamiento o bien una planta potabilizadora, la capacidad de esta línea se calcula con el gasto máximo diario.

PROCEDIMIENTOS Y CÁLCULOS.

Planteamiento del problema.

Se requiere regar una plantación bananera de 4.000 Ha, ubicada a una cota de 8 m.s.n.m. El agua se tomará de un río que está a 9 Km. de distancia, cuyo espejo de agua está en la cota 18 m.s.n.m. y tiene un ancho de cauce de 12 m. Se tiene los siguientes datos de calados y caudales que trae el río: $d_o = 0.70$ m., $Q = 11$ m³/s.; $d_o = 1.50$ m., $Q = 25$ m³/s.; $d_o = 2.0$ m., $Q = 60$ m³/s.; $d_o = 3.0$ m., $Q = 100$ m³/s. El estrato donde se cimentará las obras es permeable y tiene una potencia de 10 m. de profundidad.

Se pide: 1.- Diseñar una obra de toma convencional con todos sus elementos, garantizando su estabilidad. 2.- Determinar el caudal filtratorio bajo la obra y diseñar elementos que minimicen este flujo. 3.- Diseñar la tubería de conducción hasta la plantación, trazando su línea piezométrica, considerando una topografía regular y con pendiente constante. 4.- Optimizar la tubería a utilizar, analizando costos.

Según con los requerimientos de caudales para riego de banano se necesita 1lt/sg/ha

Con los siguientes datos nos disponemos a realizar el diseño hidráulico de la captación convencional con todos sus elementos.

Datos:

$Q_d = 4,00$ m ³ /seg	Caudal de diseño, caudal requerido o caudal captado.
$Q_{cr} = 100$ m ³ /seg	Caudal de Máxima crecida.
$P = 2,50$ m	Paramento.
$L = 12$ m	Longitud efectiva de la cresta.
$\gamma_m = 2,50$ Ton/m ³	Peso específico del material (seco).
$i = 5\%$	Pendiente o inclinación del terreno.
$PR = 100$ años	Periodo de retorno.
$D_{50} = 60$ cm	Diámetro representativo de la roca a utilizar en el cual el 50 % del material es de iguales características.
$Cota = 18$	m. s. n. m.

PROCEDIMIENTOS.

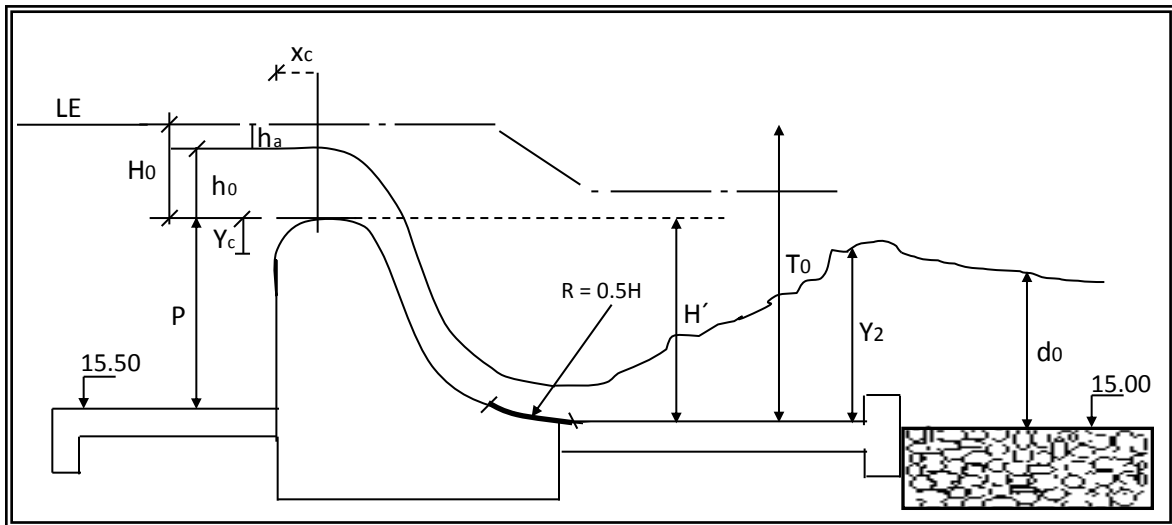
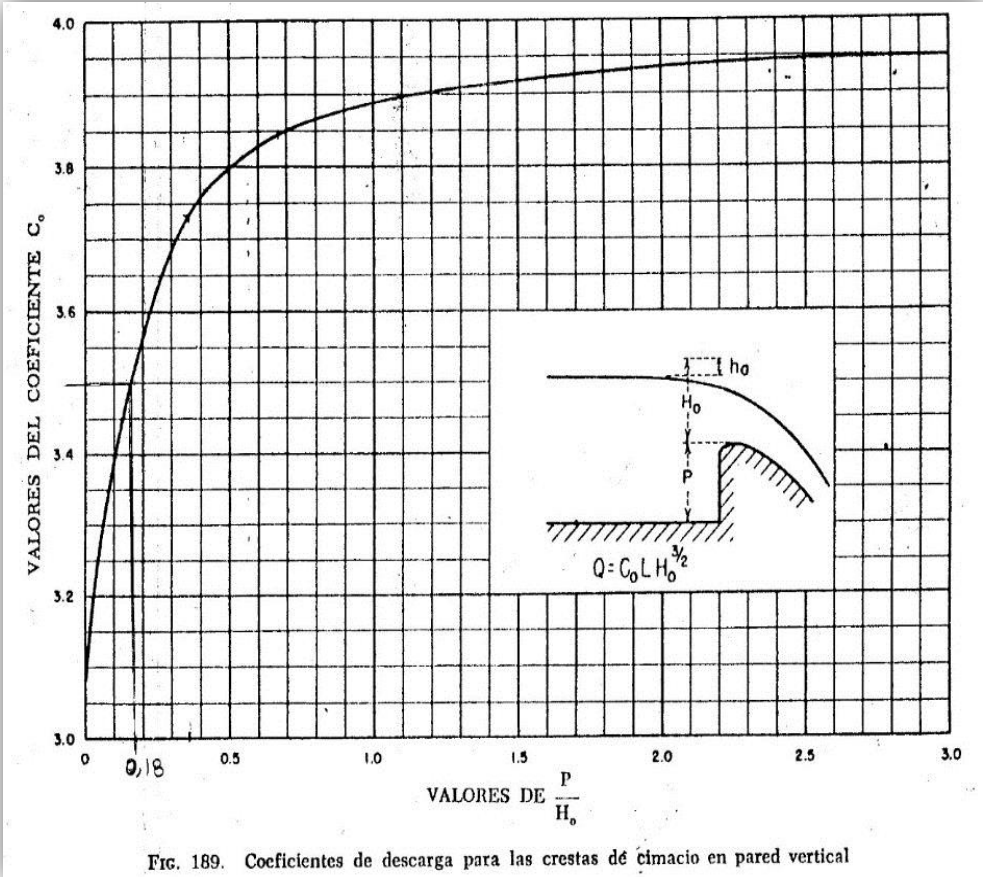


FIG. 1

- Para calcular el azud comenzamos con el cálculo del caudal unitario que es igual al caudal de máxima avenida dividido para el ancho del río.
- Obtenemos la velocidad de avance.
- Determinamos las cargas por velocidad.
- Con la ayuda del ábaco de la fig.189 obtenemos las cargas hidráulicas
- Y por medio del ábaco de la fig, 187 se determina lo radios R_1 y R_2 , las abscisas X_c , Y_c .

Ábaco de la para obtener el valor de Co. Fig.189



Ábaco para obtener n y K. Fig. 187

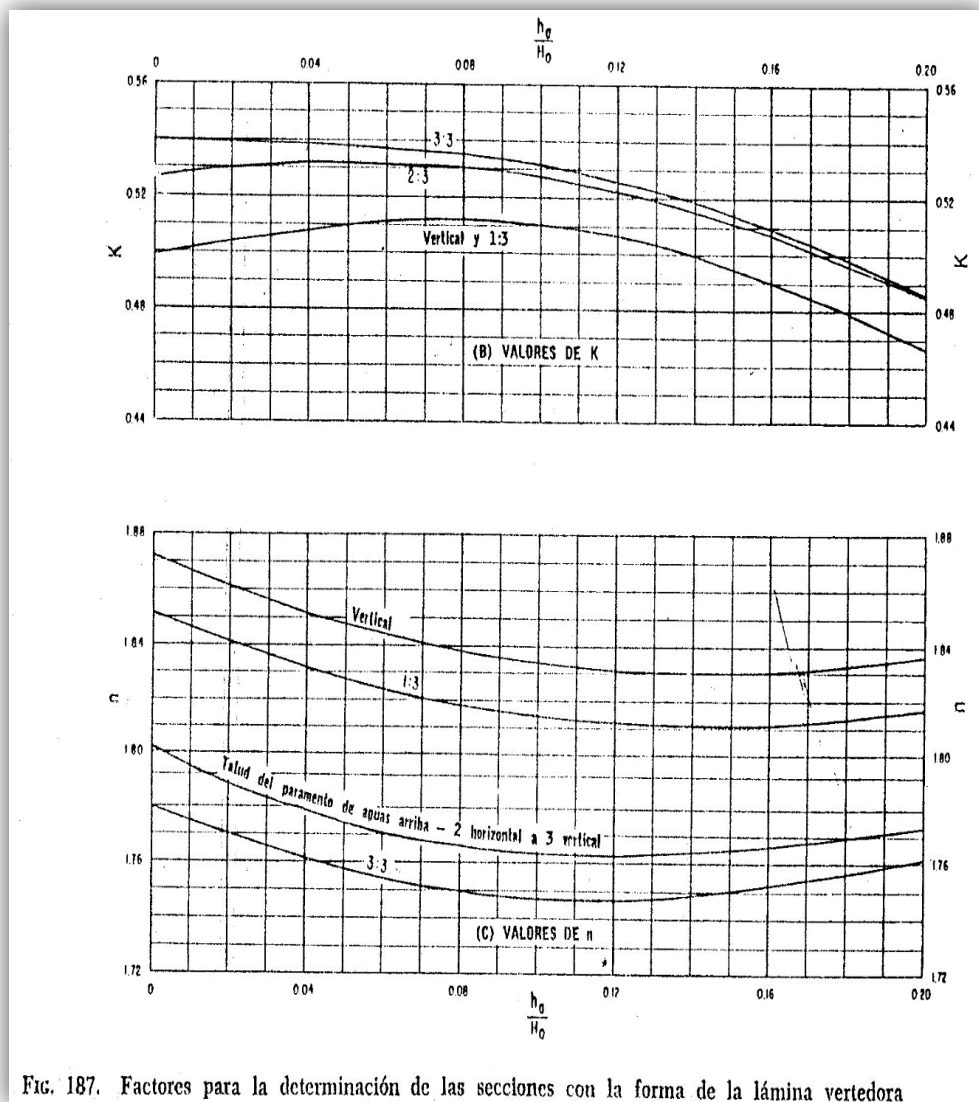


Fig. 187. Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora

CIERRE.

CONCLUSIONES.

- Se diseñó una captación convencional con todos sus elementos considerando su estabilidad al volcamiento y al deslizamiento del azud.
- El desarenador se lo diseño pensando en evitar el paso de solidos de hasta 0.3mm de diámetro para no tener problemas en el transcurso de la conducción.
- Para el cálculo de la conducción de hormigón y PRFV ya que si se puede utilizar la tubería estructurada de alcantarillado ya que si puede trabajar a sección llena con cargas hasta de 25 mca.se hizo
- La tubería de PRFV cumple con las condiciones más económicas en ese sistema.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

1. Van-Wambeke J, Prieto-Celi M, Vieyra MJ. Captación y almacenamiento de agua de lluvia. 2013. 272 p.
2. Cisneros Almazan R (Centro DIYEDLFDIDLADSLP. Apuntes de Riego y drenaje. 2003;163.
3. Calvache M. Manejo del agua de riego en zonas de ladera. 1998;1–15.
4. http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/2_vertederos.pdf

**CALCULOS PARA EL
DISEÑO DEL AZUD**

DATOS:

- $Q_d = 4,00 \text{ m}^3/\text{seg}$ Caudal de diseño, caudal requerido o caudal captado.
- $Q_{cr} = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$ Caudal de Maxima crecida.
- $P = 2,50 \text{ m}$ Paramento.
- $L = 12 \text{ m}$ Longitud efectiva de la cresta.
- $Y_m = 2,50 \text{ Ton/m}^3$ Peso específico del material (seco).
- $i = 5\%$ Pendiente o inclinación del terreno.
- $PR = 100 \text{ años}$ Periodo de retorno.
- $D_{50} = 60 \text{ cm}$ Diámetro representativo de la roca a utilizar en el cual el 50 % del material es
- $Cota = 18 \text{ m. s. n. m.}$

**DATOS OBTENIDOS DE UNA ESTACION
METEREOLÓGICA**

do (m)	Q (m³/seg)
0,70	11,00
1,50	25,00
2,00	60,00
3,00	100,00

CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO

$$Q = C_o L H_o^{3/2}$$

despejo:

$$\frac{Q}{L} = C_o H_o^{3/2} = q = \text{Caudal unitario}$$

$$q = \frac{Q}{L} \rightarrow \frac{100}{12} \rightarrow q = 8,33 \frac{\text{m}^3/\text{seg}}{\text{seg}}$$

Luego:

$$8,33 = C_o * H_o^{3/2}$$

$C_o = \text{varía de } 3 - 4$
 $C_o = 3,5$

$$H_o = (8,33 / 3,5)^{2/3}$$

$$H_o = 1,783 \text{ m}$$

$$H_o = 1,78 \text{ m}$$

Asumo $H_o = h_o$

$$h_o \rightarrow 1,78 \text{ m}$$

Calculamos la Velocidad de Avance

$$Va = \frac{q}{P + h_o} \rightarrow Va = \frac{8,33}{3 + 1,78} \rightarrow Va = 1,95 \text{ m/seg}$$

Calculamos la Carga de Velocidad en (m)

$$ha = \frac{Va^2}{2g} \rightarrow ha = \frac{1,95^2}{* 9,81} \rightarrow ha = 0,19 \text{ m}$$

Calculamos la Carga Hidráulica

$$H_o = h_o + ha \rightarrow H_o = 1,78 + 0,19 \rightarrow H_o = 1,97 \text{ m}$$

$$\frac{P}{H_o} = \frac{2,50}{1,97} \rightarrow \frac{P}{H_o} = 1,27$$

leyendo el ábaco (fig 189) se obtiene

$$C_o = 3,91$$

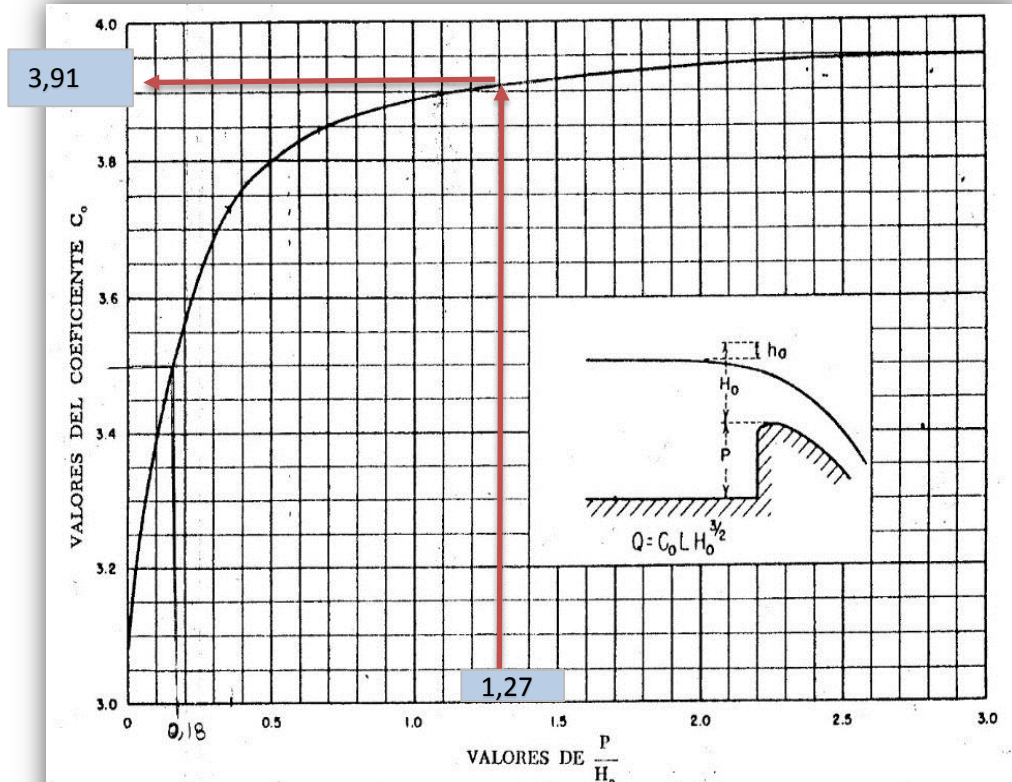


Fig. 189. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

Por tanto

$$\boxed{H_o = (q / C_o)^{2/3}} \rightarrow H_o = (8,33 / 3,91)^{2/3} \quad H_o = 1,66 \text{ m}$$

Asumo $H_o = h_o$

$$h_o \rightarrow 1,66 \text{ m}$$

$$\boxed{V_a = \frac{q}{P + h_o}} \rightarrow V_a = \frac{8,33}{2,50 + 1,66} \rightarrow V_a = 2,00 \text{ m/seg}$$

$$\boxed{h_a = \frac{V_a^2}{2g}} \rightarrow h_a = \frac{2^2}{* 9,81} \rightarrow h_a = 0,20 \text{ m}$$

$$\boxed{H_o = h_o + h_a} \rightarrow H_o = 1,66 + 0,20 \rightarrow H_o = 1,86 \text{ m}$$

Recalculando

$$\boxed{\frac{P}{H_o}} = \frac{2,5}{1,86} \rightarrow \frac{P}{H_o} = 1,34$$

Leyendo el ábaco (fig 189) se obtier

$$C_o = 3,92$$

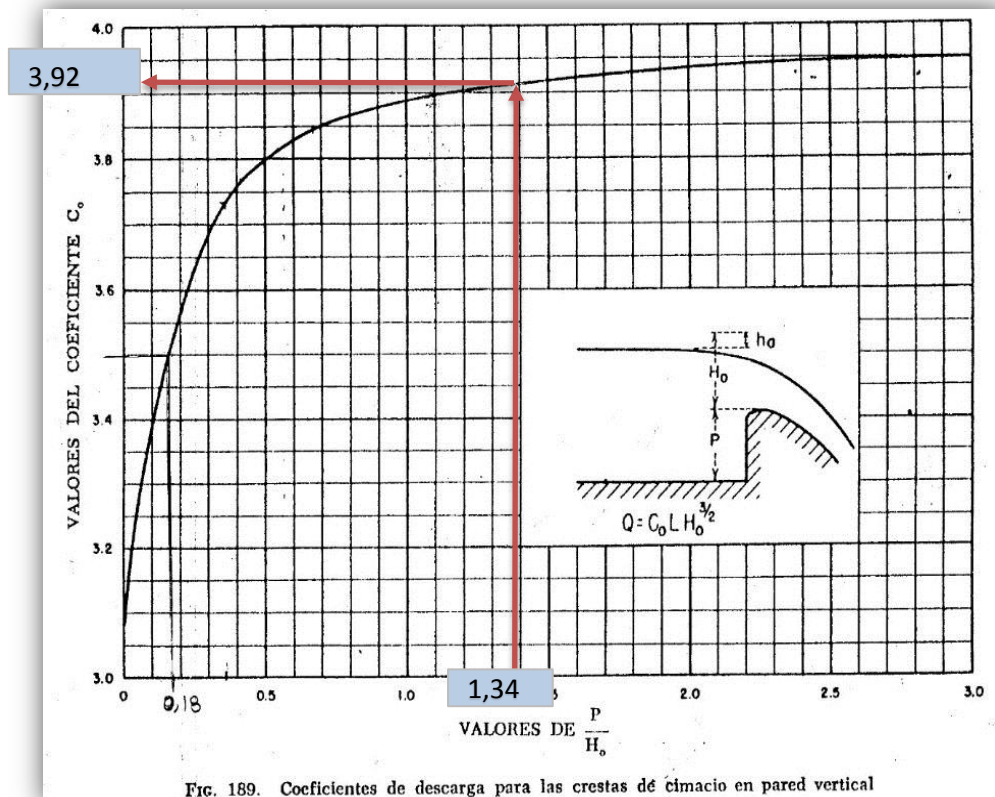


FIG. 189. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

Por lo tanto

$$H_o = (q / C_o)^{2/3} \rightarrow H_o = (8,33 / 3,92)^{2/3} H_o = 1,65 \text{ m}$$

Asumo $H_o = h_o$

$$h_o \rightarrow 1,65 \text{ \#}$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \rightarrow V_a = \frac{8,33}{2,5 + 1,7} \rightarrow V_a = 2,01 \text{ m/seg}$$

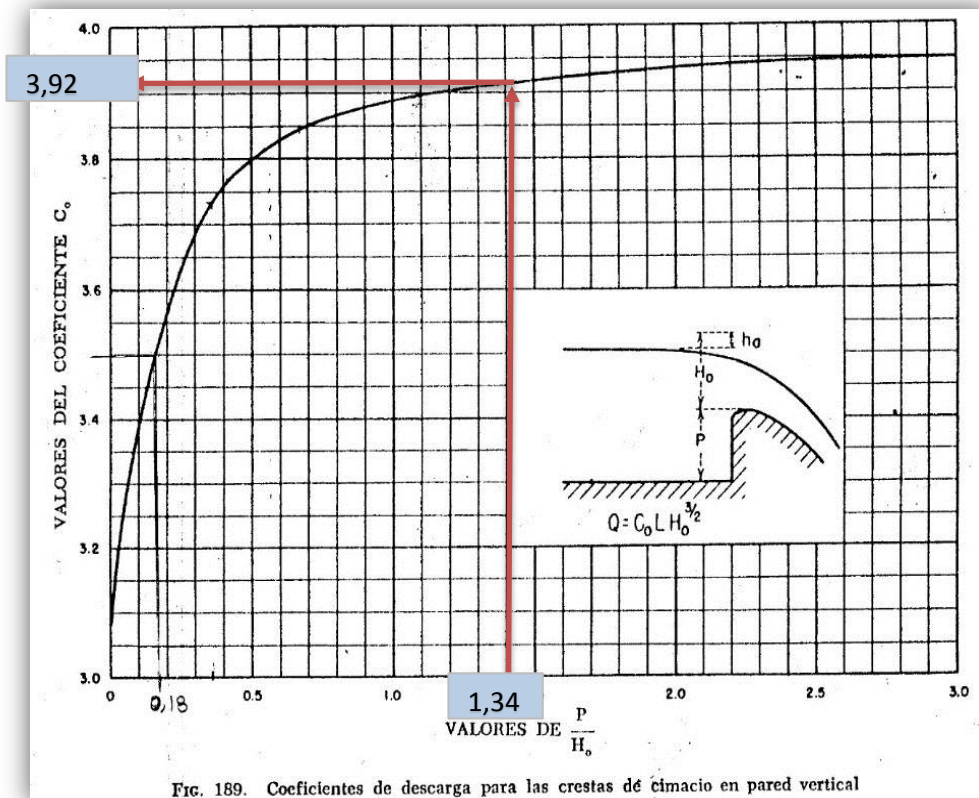
$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} \rightarrow h_a = \frac{2,01^2}{* 9,81} \rightarrow h_a = 0,21 \text{ m}$$

$$H_o = h_o + h_a \rightarrow H_o = 1,65 + 0,21 \rightarrow H_o = 1,86 \text{ m}$$

$$H_o = 1,86 \text{ m}$$

$$h_o = 1,65 \text{ m}$$

$$h_a = 0,21 \text{ m}$$



CALCULO DEL PERFIL DE CREAGER

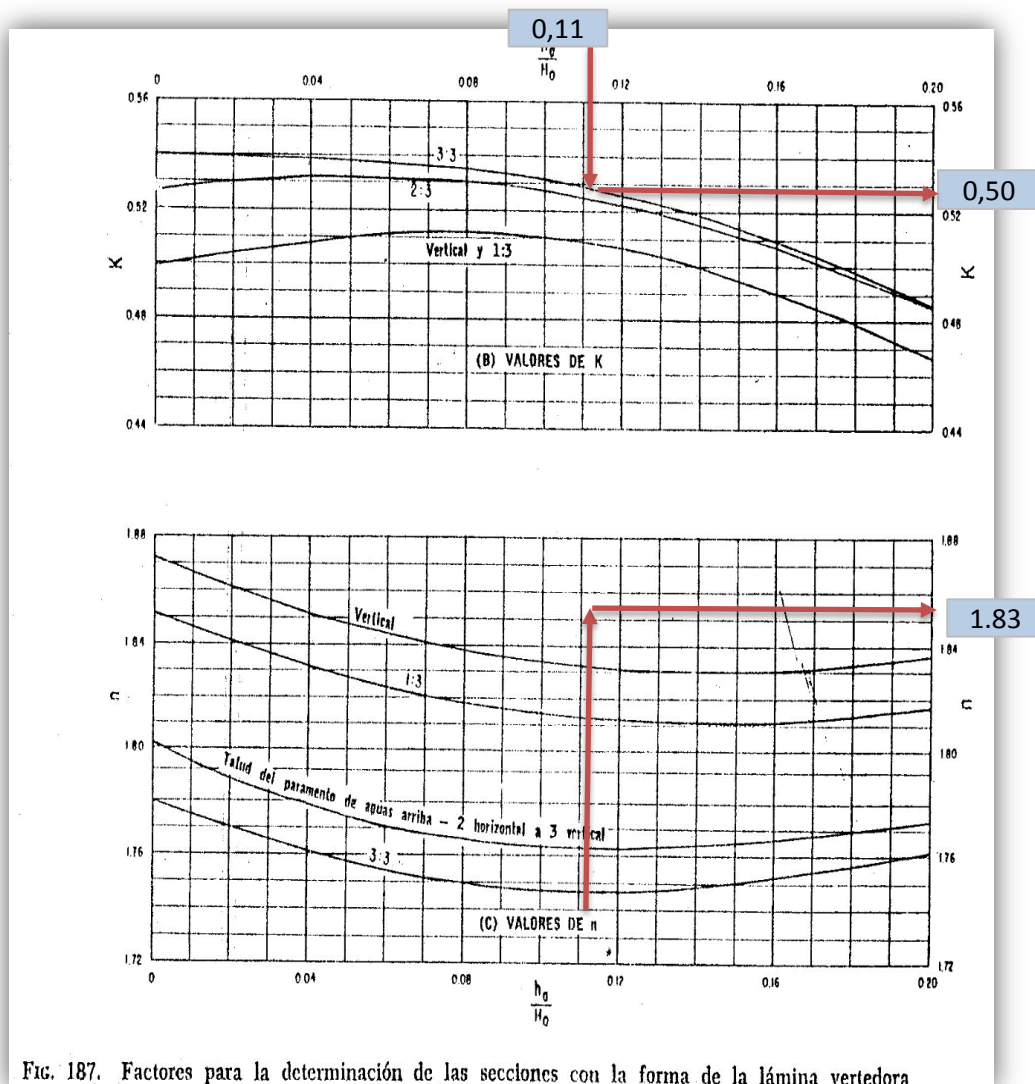


Fig. 187. Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora

$$R_2 \text{ vertical} \quad \frac{R_2}{H_0} = 0,20 \quad \rightarrow \quad R_2 = 0,20 * 1,86 = 0,37 \text{ m}$$

$$R_1 \text{ vertical} \quad \frac{R_1}{H_0} = 0,468 \quad \rightarrow \quad R_1 = 0,47 * 1,86 = 0,87 \text{ m}$$

$$\frac{X_c}{H_0} = 0,225 \quad \rightarrow \quad X_c = 0,23 * 1,86 = 0,42 \text{ m}$$

$$\frac{Y_c}{H_0} = 0,08 \quad \rightarrow \quad Y_c = 0,08 * 1,86 = 0,15 \text{ m}$$

CALCULO DEL PERFIL DE CREAGER

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n$$

Leyendo el ábaco (fig 187) se obtiene los valores de n y k:

n = 1,832

K = 0,509

$$\frac{Y}{1,86} = -0,51 \left(\frac{X}{1,86} \right)^{1,832}$$

$$Y = -0,3 * X^{1,83}$$

COTA DE CRESTA **18,00**

COTA DEL FONDO DE CUENCO **15,44**

COTA DEL FONDO DE RIVERA AGUAS ABAJO **15,00**

COTA DE AGUAS ARRIBA **19,65**

COTA DE ESPEJO AGUAS ABAJO **18,00**

X	Y
0,00	0,00
0,20	-0,02
0,40	-0,06
0,60	-0,12
0,80	-0,20
1,00	-0,30
1,20	-0,42
1,40	-0,56
1,60	-0,72
1,80	-0,89
2,00	-1,08
2,20	-1,29
2,40	-1,51
2,60	-1,75
2,80	-2,00
3,00	-2,27
3,20	-2,56
3,59	-3,16

Primer tanteo

Radio de empate

$$R = 0,50 * H$$

R = 0,5 * 2,56

H = 18 - 15,44

R = 1,28 m

H = 2,56 m

CÁLCULO DE LOS CALADOS

Primer tanteo

$$d \text{ cont} = Y_1$$

Y_1 **Por tanteo**

$$Y_1 = \frac{q}{K * (2 * g * (T_o - Y_1))^{1/2}}$$

$$Y_1 = \frac{8,33}{2 * 9,81 * (4,42 - Y_1)}$$

$$Y_1 * \sqrt{19,62 * (4,42 - Y_1)} = 8,33$$

$$Y_1 = 0,000 \text{ m}$$

Y1	=
1,00	8,19
1,01	8,26
1,02	8,33
1,03	8,40
1,04	8,47
1,05	8,54
1,06	8,61
1,07	8,67
1,08	8,74
1,09	8,81

$$T_o = H + H_o$$

$$T_o = 2,56 + 1,86$$

$$T_o = 4,42 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * q^2}{g * Y_1^3}} \right)$$

$$Y_2 = 3,251 \text{ m}$$

Cota de espejo de aguas abajo = 18,00
 Cota de cuenco + Y_2 = 18,69 } $0,6908 \text{ m}$ $\pm 0.40 \text{ m}$ admisible
 diferencia de cotas no admisible

ESCALÓN

$$e = (K_1 * Y_2) - d_o$$

$$K_1 \rightarrow 1 - 1.2$$

Coficiente de mayorización

$$e = (1,1 * 3,2508) - 3,00$$

$$e = 0,58 \text{ m} \rightarrow 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Cota de cuenco} - e = 14,84$$

Radio de empate

$$R = 0,50 * H$$

$$R = 0,5 * 3,16$$

$$R = 1,58 \text{ m}$$

$$H = 18 - 14,84$$

$$H = 3,16 \text{ m}$$

Segundo tanteo

$$d \text{ cont} = Y_1$$

$$Y_1 = \frac{q}{K * (2 g (T_o - Y_1))^{1/2}}$$

$$Y_1 = \frac{8,33}{2 * 9,81 (5,02 - Y_1)}$$

$$Y_1 * \sqrt{19,6 (5,02 - Y_1)} = 8,33$$

$$Y_1 = 0,93 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T_o &= H + H_o \\ T_o &= 3,16 + 1,86 \\ T_o &= 5,02 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * q^2}{g * Y_1^3}} \right)$$

$$Y_2 = 3,46 \text{ m}$$

Y1	=
0,8	7,28
0,81	7,36
0,82	7,44
0,83	7,53
0,84	7,61
0,85	7,69
0,86	7,77
0,87	7,85
0,88	7,93
0,89	8,01
0,9	8,09
0,91	8,17
0,92	8,25
0,93	8,33
0,94	8,41
0,95	8,49
0,96	8,57
0,97	8,65
0,98	8,73
0,99	8,80
0,995	8,84

Y₁ Por tanteo

Cota de espejo de aguas abajo = $\frac{18,00}{18,30}$ } 0,3 m diferencia de cotas admisible
 Cota de cuenco + Y₂ = ± 0.40 m admisible

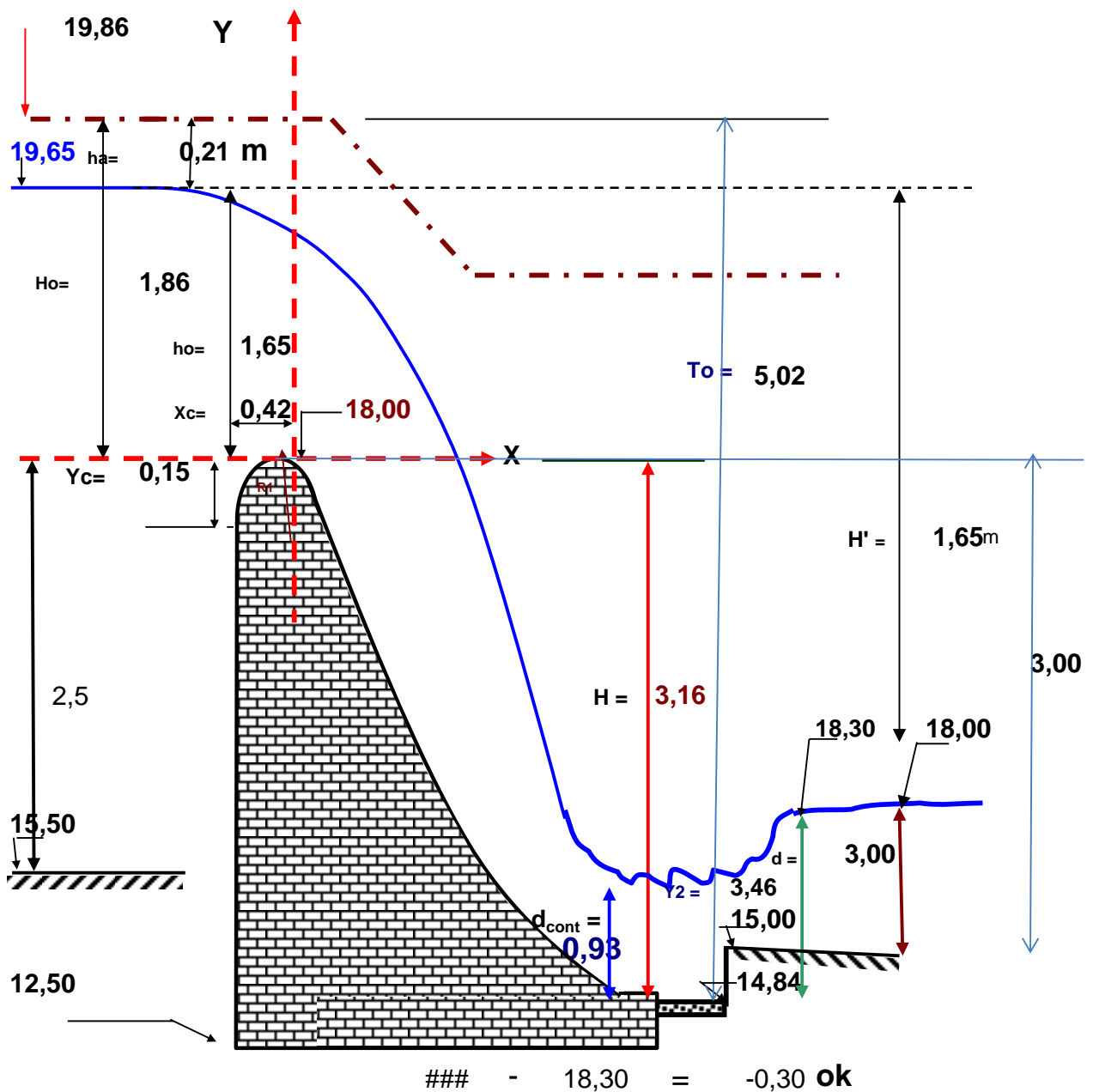
COTA DEL CUENCO	14,84
-----------------	-------

X	Y
3,59	3,16

VALORES A CONSIDERARSE

$X_c = 0,42 \text{ m}$	$T_o = 5,02 \text{ m}$
$Y_c = 0,15 \text{ m}$	$d_{con} = 0,93 \text{ m}$
$H_o = 1,86 \text{ m}$	$Y_2 = 3,46 \text{ m}$
$h_a = 0,21 \text{ m}$	$d_o = 3,00 \text{ m}$

ESQUEMA DE AZUD CON VALORES DETERMINADOS



LONGITUD DEL RESALTO

$$L_R = 7 (Y_2 - d_{\text{cont}})$$

$$d_{\text{cont}} = Y_1$$

$$L_R = 7 (3,46 - 0,930)$$

$$L_R = 17,457$$

$$L_R \gg 17,5 \text{ m}$$

LONGITUD DEL CUENCO

$$L_C = 1,2 L_R$$

$$L_C = 1,2 * 17,5$$

$$L_C = 21,0 \text{ m}$$

LONGITUD DE LA PROFUNDIDAD DEL ENROCADO

$$d_s = (1,75 \text{ a } 2,0) * h$$

$$h = 1,34 \left(\frac{q^2}{f_b} \right)^{1/3}$$

$$f_b = 1,76 \sqrt{D_{50}}$$

$$f_b = 1,76 \sqrt{60} \rightarrow f_b = 13,63 \text{ m}$$

$$h = 1,34 \left(\frac{69,39}{13,63} \right)^{1/3} \rightarrow h = 2,31 \text{ m}$$

$$d_s = 1,80 * 2,31 \rightarrow d_s = 4,16 \text{ m} \gg d_s = 4,2 \text{ m}$$

LONGITUD DEL ENROCADO

$$L_e = (1,5 - 2) * d_s$$

$$L_e = 1,85 * 4,2$$

$$L_e = 7,77 \text{ m} \gg L_e = 7,8 \text{ m}$$

Diferencia de niveles

$$H = AA - aa$$

$$H = 19,65 - 18,00$$

$$H = 1,65 \text{ m}$$

LONGITUD DEL DELANTAL

$$L_d = 6,0 * H \rightarrow L_d = 6,0 * 1,65 \rightarrow L_d = 9,9 \text{ m}$$

$$\gg L_d = 9,9 \text{ m}$$

ALTURA DE DE LOS DETELLONES

$D_1 = (0,75 \text{ a } 0,8) * H$ delantal

$D_1 = 0,79 * 1,65 \rightarrow D_1 = 1,3 \text{ m} \gg D_1 = 1,30 \text{ m}$

$D_2 = (1,0 \text{ a } 1,5) * H$ azut

$D_2 = 1,5 * 1,65 \rightarrow D_2 = 2,48 \text{ m} \gg D_2 = 2,50 \text{ m}$

$D_3 = 0,3 * H$ zampeado

$D_3 = 0,3 * 1,65 \rightarrow D_3 = 0,495 \text{ m} \gg D_3 = 0,50 \text{ m}$

LONGITUD DEL ANCHO " b " DEL AZUD

$b = X_c + X + D$

$b = 0,42 + 3,59 + 2,41 \text{ m}$

$b = 6,42 \text{ m}$

"t" ESPESOR DE LA LOSA DEL DENTELLON

$t = \frac{s}{g - 1} \geq 0,3 \dots\dots\dots 0,50$

DETERMINACION DEL PESO PROPIO

fig	Xi	Yi	Ai	Xi * Ai	Yi * Ai
1	0,21	2,75	2,31	0,485	6,353
2	2,42	3,39	9,48	22,94	32,17
3	3,42	1,17	14,04	48,02	16,43
	Σ		25,83	71,44	54,95

CENTRO DE GRAVEDAD

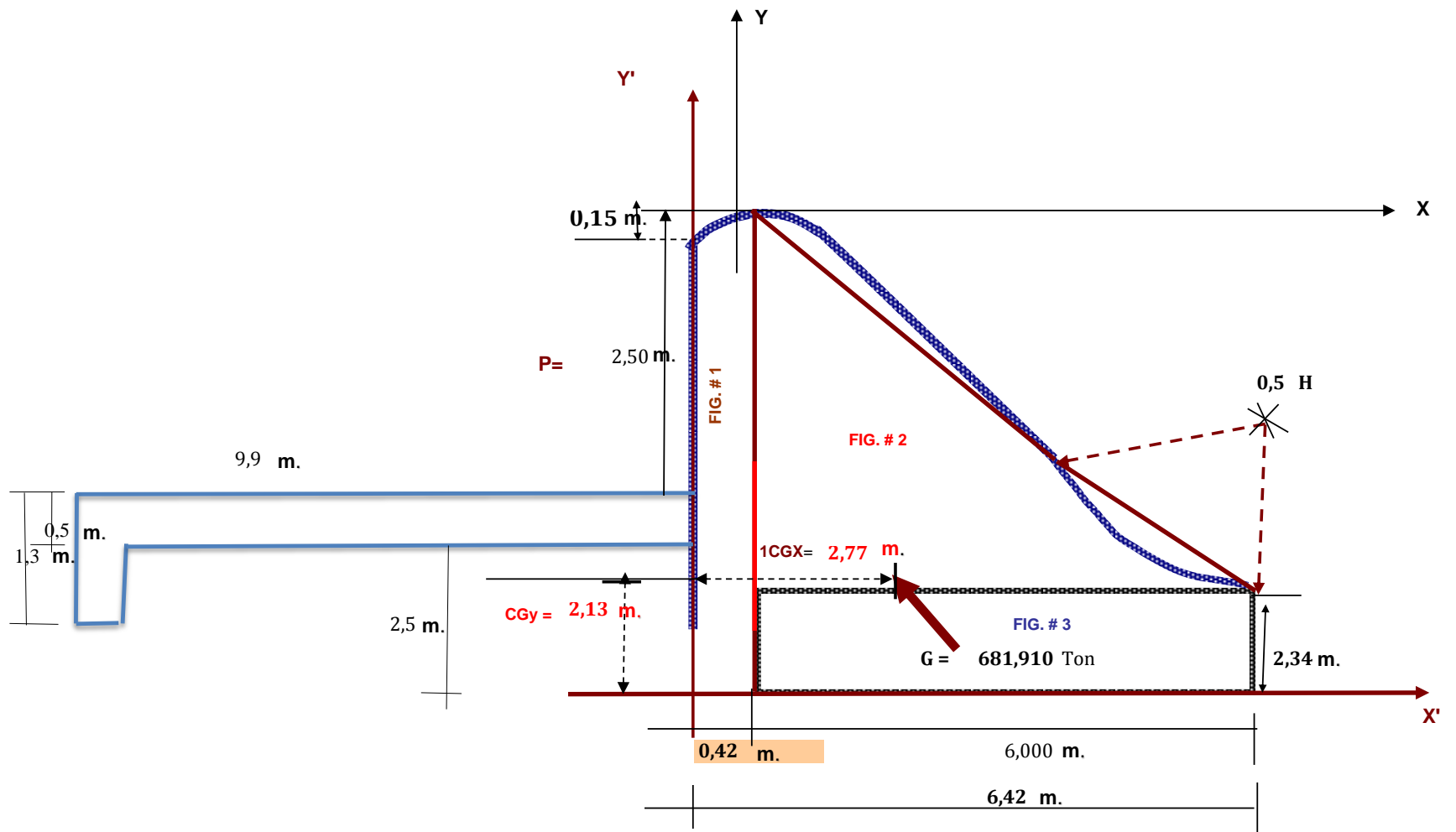
$$\boxed{CG_x = \frac{\sum Xi * Ai}{\sum Ai}} \rightarrow CG_x = \frac{71,44}{25,83} \rightarrow CG_x = 2,77 \text{ m}$$

$$\boxed{CG_y = \frac{\sum Yi * Ai}{\sum Ai}} \rightarrow CG_y = \frac{54,948}{25,83} \rightarrow CG_y = 2,13 \text{ m}$$

PESO DE PROPIO

$$\boxed{G = \gamma \text{ Vol}} \rightarrow \boxed{G = \gamma A * L} \rightarrow G = 2,2 * 25,8 * 12$$

$$G = \mathbf{681,91} \text{ Ton}$$



SUPRESIÓN

$$L = V + \frac{1}{3} H'$$

$$V = 1,30 + 0,80 + 2,50 + 1,84 + 0,5 + 1,16 \rightarrow V = 8,10 \text{ m}$$

$$H' = 0,5 + 9,40 + 6,42 + 20,5 + 0,5 \rightarrow H' = 37,32 \text{ m}$$

$$L_t = V + \frac{1}{3} H' \rightarrow L_t = 8,1 + \frac{1}{3} 37,32 \rightarrow L_t = 20,54 \text{ m}$$

SUPRESIÓN en el PUNTO "A"

$$L'_A = V + \frac{1}{3} H' \text{ Hasta el punto A}$$

$$S'_A = H - \frac{L'}{L} H$$

$$V_A = 1,3 + 0,8 + 2,5 \rightarrow V_A = 4,60 \text{ m}$$

$$S'_A = 1,65 - \frac{7,9}{20,54} 1,65$$

$$H'_A = 0,5 + 9,40 \rightarrow H'_A = 9,90 \text{ m}$$

$$S'_A = 1,02 \text{ Ton}$$

$$L'_A = V + \frac{1}{3} H' \rightarrow L'_A = 4,60 + \frac{1}{3} 9,90 \rightarrow L'_A = 7,90 \text{ m}$$

SUPRESIÓN en el PUNTO "B"

$$L'_B = V + \frac{1}{3} H' \text{ Hasta el punto B}$$

$$S'_B = H - \frac{L'}{L} H$$

$$V_B = 1,30 + 0,8 + 2,50 \rightarrow V_B = \mathbf{4,60} \text{ m}$$

$$S'_B = 1,65 - \frac{10,04}{20,54} 1,65$$

$$H'_B = 0,5 + 9,40 + 6,42 \rightarrow H'_B = \mathbf{16,32} \text{ m}$$

$$S'_B = \mathbf{0,85} \text{ Ton}$$

$$\boxed{L'_B = V + \frac{1}{3} H'} \rightarrow L'_B = 4,60 + \frac{1}{3} 16,32 \rightarrow L'_B = \mathbf{10,04} \text{ m}$$

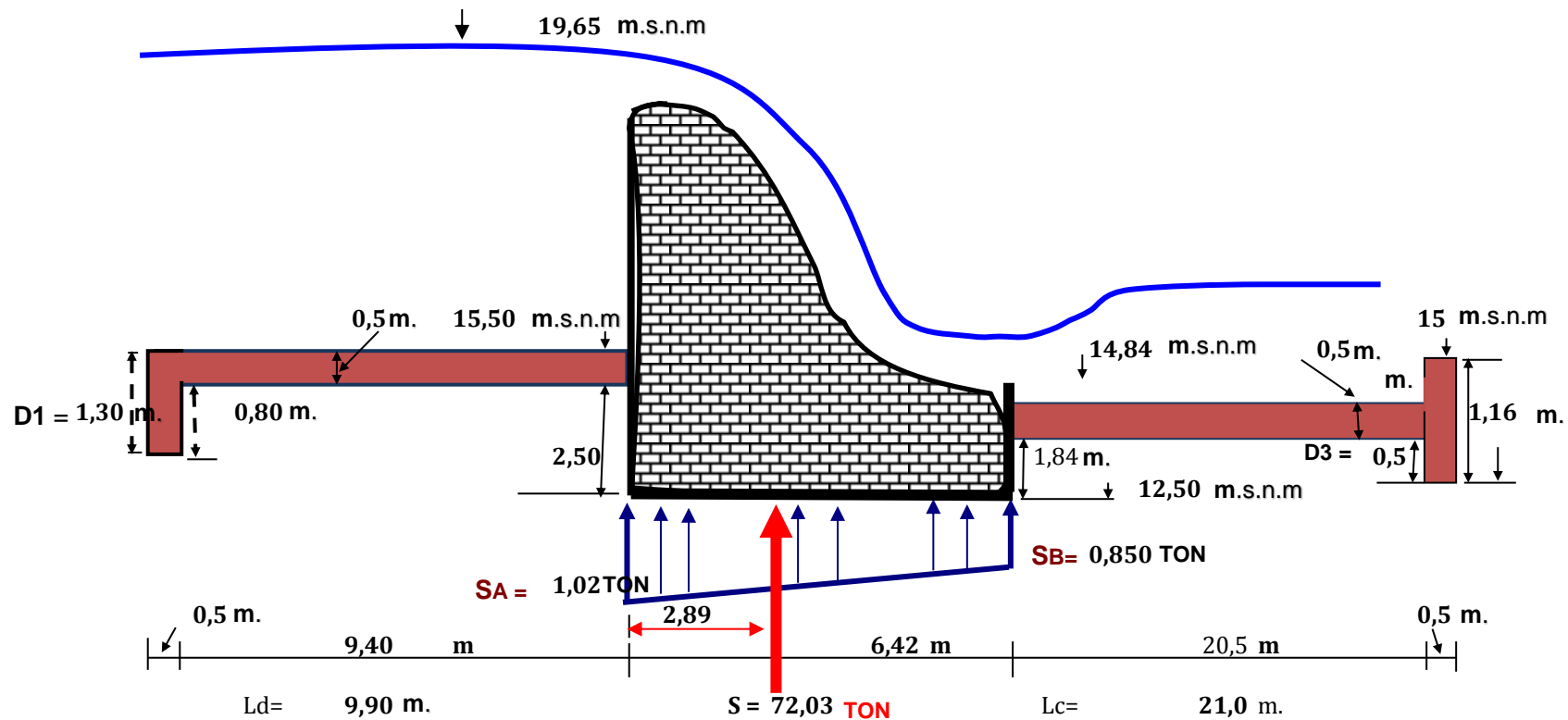
SUPRESIÓN TOTAL

$$\boxed{S'_T = \frac{S'_A + S'_B}{2} B L}$$

$$S'_T = \frac{1,02 + 0,85}{2} 6,42 * 12 \rightarrow S'_T = \mathbf{72,03} \text{ Ton}$$

PUNTO DE APLICACION

$$\boxed{x = 0,45 b} \rightarrow x = 0,45 * 6,42 \rightarrow x = \mathbf{2,89} \text{ m}$$



Representacion de la supresión y las diferentes longitud

FUERZA HIDROSTÁTICA

$$\boxed{A = L * P} \rightarrow A = 12 * 2,5 \rightarrow A = 30,0 \text{ m}^2 \quad \text{AREA DE CONTENCIÓN}$$

DISTANCIA DESDE EL ESPEJO DEL AGUA HASTA
LA MITAD DEL PARAMENTO

$$h_{cg} = \text{COTAN.M.C} - \text{COTADELANTAL} - P/2$$

$$h_{cg} = 19,65 - 15,5 - 2,50 / 2$$

$$h_{cg} = 2,90 \text{ m}$$

$$\boxed{F_1 = \gamma_w * h_{cg} * A}$$

$$F_1 = 1 * 2,90 * 30 \rightarrow F_1 = 87,00 \text{ Ton}$$

PUNTO DE APLICACION

$$\boxed{Y_1 = \frac{I_{cg}}{h_{cg} * A} + h_{cg}}$$

$$\boxed{I_{cg} = \frac{b * h^3}{12}} \rightarrow \boxed{I_{cg} = \frac{L * P^3}{12}} \rightarrow I_{cg} = \frac{9,9 * 2,5^3}{12} \rightarrow I_{cg} = 12,89 \text{ m}$$

$$Y = \frac{12,89}{2,90 * 30} + 2,90 \rightarrow Y = 3,05 \text{ m}$$

PRESION DE SEDIMENTOS

$$\boxed{P_{sed} = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) L}$$

ϕ = Angulo de fricción interna (12°-16°)
para nuestro caso 30°

$$\boxed{\gamma_s = \gamma_m - \gamma_{H2O}} \rightarrow \boxed{\gamma_s = 1,50}$$

$$h = P = 2,5 \quad \varphi = 30^\circ$$

$$P_{sed} = \frac{1}{2} 1,5 * 2,5^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 12$$

$$P_{sed} = 18,75 \text{ Ton}$$

PUNTO DE APLICACION

$$P_{apli} = \frac{h}{3} \rightarrow \frac{P}{3} = \frac{2,5}{3} \rightarrow P_{apli} = 0,83 \text{ m}$$

PESO SISMICO DEBIDO AL AGUA EMBALSADA

$$P_{wsis} = 0,726 P_e * Y * L$$

$$P_e = C * l * g * H_W$$

$$C \rightarrow f = \frac{Y}{h} \rightarrow \frac{2,39}{4,15} = 0,576$$

$$C = 0,638$$

$$P_e = 0,638 * 0,3 * 1 * 4,15$$

$$P_e = 0,79$$

$$P_{wsis} = 0,726 0,79 * 2,39 * 12$$

$$P_{wsis} = 16,45 \text{ Ton}$$

$$H_W = 19,65 - 15,50$$

$$H_W = 4,15 \text{ m}$$

$$d_{sis} = 0,425 * H_W$$

$$d_{sis} = 0,425 * 4,15$$

$$d_{sis} = 1,76 \text{ m}$$

$$Y_1 = H_W - d_{sis}$$

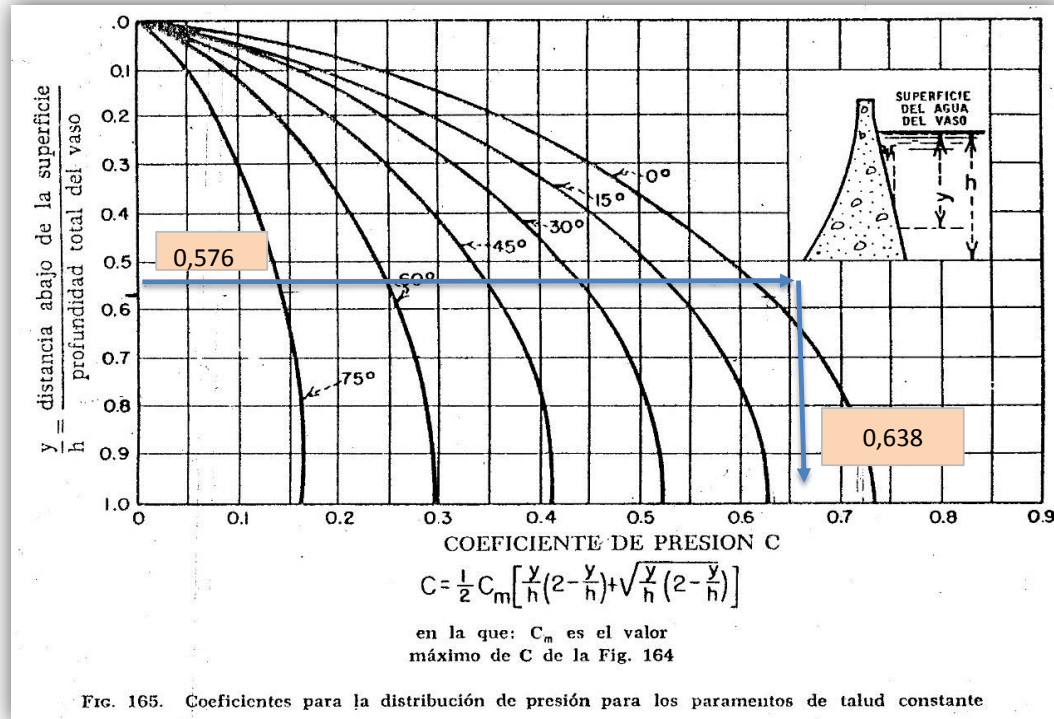
$$Y_1 = 4,15 - 1,76$$

$$Y_1 = 2,39 \text{ m}$$

$$l = 0,3$$

FIG 165 0°

paramento vertical



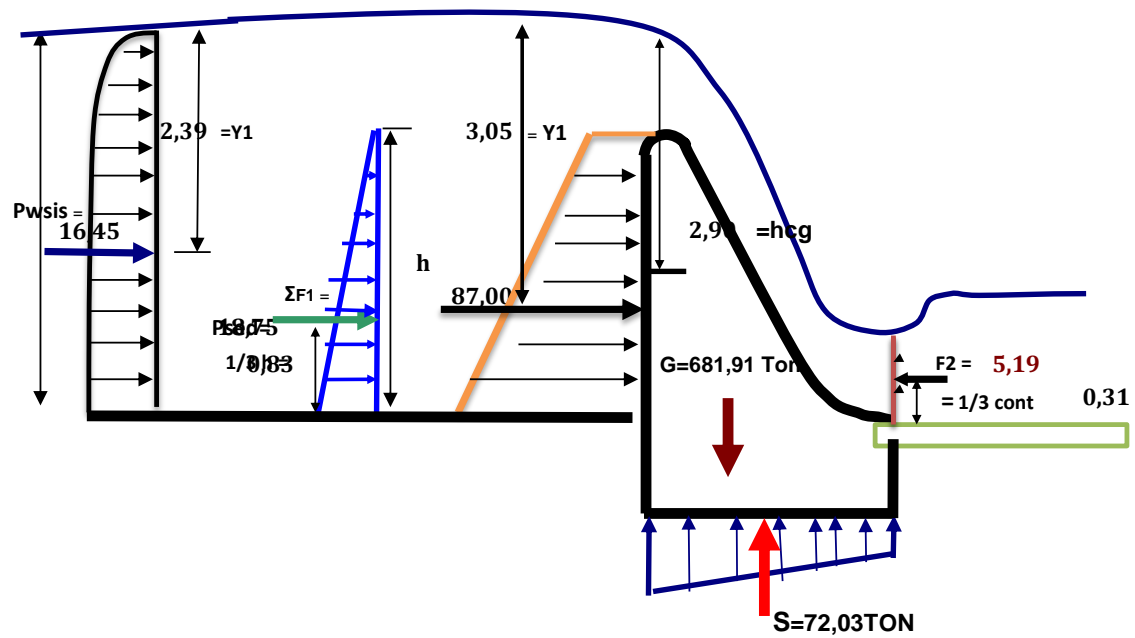
PRESION POR EFECTO SISMICO POR EL PESO PROPIO DE LA OBRA

$P_{Gsis} = G * \alpha$	PARA $\alpha = 0,20$
$P_{Gsis} = 681,91 * 0,2$	
$P_{Gsis} = 136,38 \text{ Ton}$	

PRESION HIDROSTATICA AGUAS ABAJO

$F_2 = \frac{1}{2} g * d_{cont}^2 * L$
--

ESQUEMA DE CARGAS ACTUANTES



ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$\Sigma F_v = G - S_T \rightarrow \Sigma F_v = 681,91 - 72,03 \rightarrow \Sigma F_v = 609,88 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_H = P_{wsis} + P_{sed} + F_1 + P_{Gsis} - F_2$$

$$\Sigma F_H = 16,45 + 18,75 + 87,00 + 136,38 - 5,19$$

$$\Sigma F_H = 253,39 \text{ Ton}$$

$f = 0,6$ asentado en grava

$$F_{sd} = \frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} \quad f \geq 1,2$$

$$F_{sd} = \frac{609,88}{253,4} * 0,6$$

$$F_{sd} = 1,44$$

ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO EN EL PUNTO " B "

$$M_E = F_2 (d) + G (d)$$

$$M_E = F_2 \left(\frac{d_{cont}}{3} + 2,34 \right) + G (B - CGx)$$

$$M_E = 5,2 \left(\frac{0,93}{3} + 2,34 \right) + 681,91 (6,42 - 2,77)$$

$$M_E = 5,2 * 2,65 + 681,91 * 3,650$$

$$M_E = 2502,73 \text{ Ton-m}$$

$$M_v = P_{wsis} (d) + P_{sed} (d) + F_1 (d) + P_{Gsis} (d) + S_T (d)$$

$$M_v = P_{wsis} (4,76) + P_{sed} (3,83) + F_1 (4,1) + P_{Gsis} (2,13) + S_T (3,53)$$

$$M_v = 16,45 (4,76) + 18,75 (3,83) + 87,00 (4,1) + 136,38 (2,1) + 72,03 (3,5)$$

$$M_v = 1051,6 \text{ Ton-m}$$

Formula

$$K_v = \frac{M_E}{M_v} \geq 1,5$$

$$K_v = \frac{2502,73}{1051,57}$$

$$K_v = 2,38$$

UBICACION DE LA RESULTANTE

$$X = \frac{\sum M_E - \sum M_V}{\sum F_V}$$

$$X = \frac{2502,73 - 1051,57}{609,88}$$

$$X = 2,38$$

Verificamos que la resultante se encuentre dentro del tercio medio de la base del azud

$$\frac{b}{3} = \frac{6,42}{3} = 2,14 \qquad 2,14 \leq x \leq 4,28$$

ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO EN EL PUNTO "MEDIO"

$$M_m = \begin{matrix} P_{wsis} & (d) & + & P_{sed} & (d) & + & F_1 & (d) & + & P_{Gsis} & (d) \\ - & G & (d) & + & S & (d) & - & F_2 & (d) \end{matrix}$$

$$M_m = 16,45 (4,8) + 18,75 (3,8) + 87,00 (4,1) + 136,38 (2,1) \\ - 681,9 (0,44) + 72,03 (0,321) - 5,19 (2,65)$$

$$M_m = 506,63 \text{ Ton-m}$$

$$e = \frac{\sum M_m}{\sum F_V = R_N} \leq \frac{b}{6} \qquad \frac{b}{6} \rightarrow \frac{6,4}{6} \rightarrow 1,070$$

$$e = \frac{506,63}{609,88}$$

$$e = 0,83 \text{ m.} \leq 1,070$$

$$\delta_{1-2} = \frac{R_N}{b * L} \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$\delta_1 = \frac{609,88}{6,42 * 12} \left(1 + \frac{6 * 0,83}{6,42} \right)$$

$$\delta_1 = 14,06 \text{ Ton/m}^2$$

$$\delta_2 = \frac{609,88}{6,42 * 12} \left(1 - \frac{6 * 0,83}{6,42} \right)$$

$$\delta_2 = 1,78 \text{ Ton/m}^2$$

DISEÑO DE LA BOCATOMA Y REJA DE ENTRADA

Según Konavalov

$$M_0 = \left[0,407 + \frac{0,045 * H}{H + Y_1} \right] \left[1 + 0,285 + \left(\frac{H}{H + Y_1} \right)^2 \right] \sqrt{2 * g}$$

H nos imponemos una altura de reja de **0,5 cm**
 $Y_1 = P = 2,50 \text{ m}$

$$M_0 = \left[0,407 + \frac{0,045 * 0,5}{0,5 + 2,5} \right] \left[1 + 0,285 + \left(\frac{0,5}{0,5 + 2,5} \right)^2 \right] \sqrt{2 * 9,81}$$

$$M_0 = 2,41$$

$$Q = M_0 * b * H^{3/2}$$

$$b' = \frac{Q}{M_0 * H^{3/2}}$$

$$\rightarrow b' = \frac{4}{2,41 * 0,5^{3/2}}$$

$$b' = 4,69 \approx b' = 4,7 \text{ m}$$

$$b = \frac{K}{k} = \frac{4,7}{0,85} = 5,53 \text{ m}$$

Las planinas seran de **1,27 cm** e iran a separaciones de **10 cm**

$$\# \text{ barrotes} = \frac{b'}{\text{separacion}} = \frac{4,7}{0,1} = 47$$

$$47 * 0,0127 = 0,60 \text{ m} \quad \text{ancho de barrotes}$$

Ancho total de reja

$$4,7 + 0,6 = 5,3 \text{ m}$$

CALCULO DEL DESARENADOR - CAJON DISTRIBUIDOR

Para el cálculo del desrriador nos valemos de las condiciones económicamente factibles, además de la facilidad en el momento de la limpieza. Por lo tanto nuestro cajón desrriador quedará de 2,00 x 2,50 m.

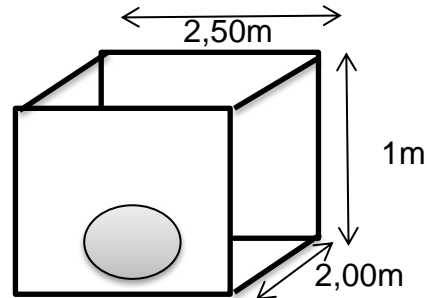
CALCULO DE LA TUBERIA DE PASO DEL DESRIPIADOR AL DESARENADOR.

$$Q = \frac{V}{t}$$

Q: Caudal de diseño

V: Volumen dentro del cajon

t: Tiempo que el agua permanece en el cajón.



$$t = \frac{V}{Q} = \frac{2,50 \times 2,00 \times 1,00}{4}$$

$$t = 1,25 \text{ seg.}$$

Diseño de la tubería de paso del cajón distribuidor al desarenador.

$$Q = C_d \times A \sqrt{2gh_i} \rightarrow A = \frac{Q}{C_d \sqrt{2gh_i}} \rightarrow A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi C_d \sqrt{2gh_2}}} = \sqrt{\frac{4(4)}{3,14159(0,5) \sqrt{2(9,81)(1)}}$$

$$D = 1,52 \text{ m.}$$

El diámetro de la tubería es de D=1500mm Diámetro comercial

Con estas condiciones calculo Q: D=1500mm. Y h₂=0,90m

$$Q = C_d \times A \sqrt{2gh_i} = 0,5(3,1416D^2/4) \sqrt{19,62(0,9)}$$

$$Q = 3,713 \text{ m}^3/\text{sg}$$

CALCULO DEL DESARENADOR:

DATOS:

$$\begin{aligned} Q &= 4,00 \text{ m}^3/\text{sg.} \\ Y_m &= 2,50 \text{ Ton./m}^3 \\ d &= 0,30 \text{ mm} \\ V_a &= 0,20 \text{ m/sg}^2 \\ i &= 5 \% \\ B_1 &= 2,50 \text{ m.} \\ B_2 &= 8,00 \text{ m.} \end{aligned}$$

1.- Area transversal (A_t) en el inicio de la camara de sedimentación.

$$A_t = \frac{Q}{V_a}$$

$$A_t = 4/0,2 \quad A_t = 20,0 \text{ m}^2$$

$$A_2 = A_t - A_1$$

$$h = A_2/7$$

$$A_1 = [(6+1)/2] \cdot 1$$
$$A_1 = 4,50 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{15,50}{8,00}$$

$$h = 1,94 \text{ m.}$$

$$A_2 = 20 - 4,50$$

$$A_2 = 15,50 \text{ m}^2$$

$$h_i = 1,94 + 1 = 2,94 \text{ m.}$$

2.- Longitud de transición (L_t)

Para su cálculo tomamos un ángulo de divergencia suave igual a 12,5 grados; y la boca de llegada del tubo = 2,50 m.

$$L_t = (B_2 - B_1)/2 \tan \alpha$$

$$L_t = \frac{8,00 - 2,50}{2 \cdot \tan 12,50}$$

$$L_t = 12,40 \text{ m.}$$

3.- Calculo de la longitud del desarenador (LD).

Para facilitar el movimiento de las arenas en el fondo del desarenador le damos una gradiente del 5%; En las fórmulas que están a continuación K es una constante que puede variar de 1,2 a 1,5 según la importancia de la obra, pues nuestro criteri tomamos $K = 1,2$.

$$LD = K \cdot hm \cdot Va / Vs \quad \text{Longitud del desarenador.}$$

De donde:

$$hi = \text{Altura al inicio de la cámara}$$

$$hf = hi + LD \cdot i \quad \text{Altura al final de la cámara}$$

$$hm = (hf + hi) / 2 \quad \text{Altura media de la cámara}$$

Como los granos de arena no pueden detenerse con velocidades medias horizontales superiores a 0,5 m/s. para nuestro diseño adoptamos $Va = 0,20$ m/s. Hallamos la relación S.

$$S = \frac{\gamma}{\gamma_{H_2O}}$$

$$S = 2,5/1$$

$$S = 2,5$$

Con este valor y con el diámetro a retener $\Phi = 0,3$ mm. Entramos al ábaco o tabla y encontramos que:

$$Vs = 4 \text{ cm/s.}$$

$$Vs = 0,04 \text{ m/s}$$

Primera Interacción:

$$\text{Asumo } hm = hi = 2,94$$

$$LD = K \cdot hm \cdot Va / Vs$$

$$LD = 1,20 \cdot 2,94 \cdot 0,2 / 0,04$$

$$LD = 17,63 \text{ m.}$$

$$hf = hi + LD \cdot i$$

$$hf = 2,94 + (17,63 * 0,05)$$

$$hf = 3,82 \text{ m.}$$

$$hm = (hf + hi) / 2$$

$$hm = (3,82 + 2,94) / 2$$

$$hm = 3,38 \text{ m.}$$

Segunda Interacción:

$$\text{Asumo } hm = hi = 3,40$$

$$LD = 1,20 * 3,4 * 0,2 / 0,04$$

$$LD = 20,40 \text{ m.}$$

$$hf = hi + LD * i$$

$$hf = 2,94 + (20,40 * 0,05)$$

$$hf = 3,96 \text{ m.}$$

$$hm = (hf + hi) / 2$$

$$hm = (3,96 + 2,94) / 2$$

$$hm = 3,45 \text{ m.}$$

Tercera Interacción:

$$\text{Asumo } hm = hi = 3,45$$

$$LD = 1,20 * 3,45 * 0,2 / 0,04$$

$$LD = 20,70 \text{ m.}$$

$$hf = hi + LD * i$$

$$hf = 2,94 + (20,7 * 0,05)$$

$$hf = 3,97 \text{ m.}$$

$$hm = (hf + hi) / 2$$

$$hm = (3,97 + 2,94) / 2$$

$$hm = 3,46 \text{ m.}$$

Entonces el diseño de la cámara tendrá las siguientes dimensiones:

$$LD = 20,70 \text{ m.}$$

$$Lt = 12,40 \text{ m.}$$

$$hf = 3,97 \text{ m.}$$

$$hm = 3,46 \text{ m.}$$

4.- Diseño del vertedero de paso.

$$\text{Fórmula de Francis. } Q = 1.84bH^{3/2}$$

De esta ecuación despejamos (b).y el valor de H no será mayor de 25 cm.

$$b = \frac{Q}{1,84 H^{3/2}}$$

H (m)	b(m)
0,2	24,31
0,23	19,71
0,25	17,39

$$b = \frac{4m^3/sg}{1,84 H^{3/2}}$$

Las dimensiones del vertedero de paso serán las siguientes:

$$H = 0,25 \text{ m.}$$

$$b = 17,39 \text{ m.}$$

5.- Diseño de la Compuerta de Lavado.

Para el diseño de la compuerta de lavado la consideramos como un orificio sumergido, teniendo en cuenta que por allí descarga los sedimentos al momento del lavado.

$$Q = Cd \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

En la que:

Cd = 0,60 asumido por criterio

A = Area de la compuerta

h = posición del centro de gravedad de la compuerta.

$$A = \frac{2 \cdot Q}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} \quad 1$$

$$A = x \cdot y = 1 \cdot y \quad 2$$

$$1 = 2$$

$$y = \frac{2 \cdot Q}{0.60 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}$$

Primera interacción:

Asumo $h = 3.97$ m.

$$y = \frac{2 \cdot 4}{0.6 \cdot \sqrt{(2 \cdot 9.81 \cdot 3.97)}}$$

$$y = 1.51 \text{ m,}$$

Segunda interacción:

$$y = \frac{2 \cdot 4}{0.6 \cdot \sqrt{(2 \cdot 9.81 \cdot (3.97 - 0.6))}}$$

$$y = 1.64 \text{ m.} \quad \approx \quad 1.65 \text{ m.}$$

Dimensiones de la compuerta $X = 1.00 \text{ m}$ $Y = 1.65 \text{ m}$

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

L	=	9000 m	
Q	=	4000 l.p.s.	
cota de entrada		18 m	
cota de salida		8 m	
Tubería propuesta	=	HORMIGON	
n	=	0,015	Coeficiente de rugosidad de manning

CALCULO DEL DIAMETRO TEORICO

Ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde reemplazamos:

Área: $A = (\pi D^2)/4$

Radio Hidraulico $R = A/P$ P: Perimetro Mojado πD

$$R = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$D = (3,208 Qn / S^{1/2})^{3/8}$$

de donde :

D = Diametro teorico
Q = caudal en m3/seg 4 m3/seg
n = rugosidad de manning 0,015
S = pendiente hidraulica Ht/ L 0,001

$$D = \left[\frac{3,208 \times 4 \times 0,015}{0,001^{0.5}} \right]^{0.375}$$

D = 1,93 m 75,99 pulgadas

El diámetro Teórico es de 1,93m. Pero en el mercado no existe este diámetro, por lo que tomaremos el diámetro inmediato superior comercial que es el de 2,00m ya que si tomamos el de diámetro inferior no satisface al caudal requerido para el riego de la bananera.

<http://www.hawsedc.com/engcalcs/Manning-Pipe-Flow.php?lang=es>

Comprobando con la calculadora digital obtenemos los mismos resultados para la tubería de hormigón.

Set units: <input type="button" value="m"/> <input type="button" value="mm"/> <input type="button" value="pies"/> <input type="button" value="pulgadas"/>			Resultados:		
Diámetro de la tubería, d_0	1.9337	m	Caudal, q	4.0000	m ³ /s
Rugosidad según Manning, n ?	0.015		Velocidad, v	1.3620	m/s
Pendiente hidráulica (o quizás ? de la tubería), S_0	0.0011	vert./horiz.	Presión (en M.C.As) por velocidad de flujo, h_v	0.0946	m
% llenado de la tubería (llena=100% o fracción 1)	100	%	Área del flujo	2.9369	m ²
			Perímetro mojado	6.0751	m
			Radio hidráulico	0.4834	m
			Ancho de lámina libre, T	0.0000	m
			Número de Froude, F	0.00	
			Tensión tangencial (fuerza de tracción), tau	20.8586	N/m ²

Para la tubería de PRFV tenemos un diámetro de 1.594 m. y el diámetro comercial es de 1.6m

Set units: <input type="button" value="m"/> <input type="button" value="mm"/> <input type="button" value="pies"/> <input type="button" value="pulgadas"/>			Resultados:		
Diámetro de la tubería, d_0	1.594	m	Caudal, q	4.0004	m ³ /s
Rugosidad según Manning, n ?	0.009		Velocidad, v	2.0046	m/s
Pendiente hidráulica (o quizás ? de la tubería), S_0	.00111	vert./horiz.	Presión (en M.C.As) por velocidad de flujo, h_v	0.2049	m
% llenado de la tubería (llena=100% o fracción 1)	100	%	Área del flujo	1.9956	m ²
			Perímetro mojado	5.0077	m
			Radio hidráulico	0.3985	m
			Ancho de lámina libre, T	0.0000	m
			Número de Froude, F	0.00	
			Tensión tangencial (fuerza de tracción), tau	17.3501	N/m ²

COMPARACION DE COSTOS

TIPO DE TUBO	DIAMETRO	ML	PRECIO /ML	TOTAL
HORMIGON	2000	9000	924	8316000
PRFV	1600	9000	609,49	5485410

CALCULO DEL CAUDAL FILTRATORIO

K = 1E-03 m/sg	Coeficiente de Permeabilidad para Grava
H = 0,66 m	Desnivel entre aguas arriba y aguas abajo del azud (m)
B = 12 m	Ancho del azud (m)
m = 4	Número de franjas entre líneas de flujo.
n = 11	Número de franjas entre líneas equipotenciales.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

CLASES DE SUELO	k en cm/seg.
Grava	$10^{-2} - 10^{-1}$
Arena gruesa	$10^{-1} - 10^{-3}$
Arena fina	$10^{-2} - 10^{-4}$
Tierra arenosa	$10^{-3} - 10^{-5}$
Tierra franco arcillosa	$10^{-5} - 10^{-9}$
Tierra franca	$10^{-4} - 10^{-7}$
Limo	$10^{-4} - 10^{-5}$
Arcilla	$10^{-6} - 10^{-8}$
Arcilla compacta	$10^{-7} - 10^{-10}$

Por el metodo grafico tenemos la siguiente ecuación.

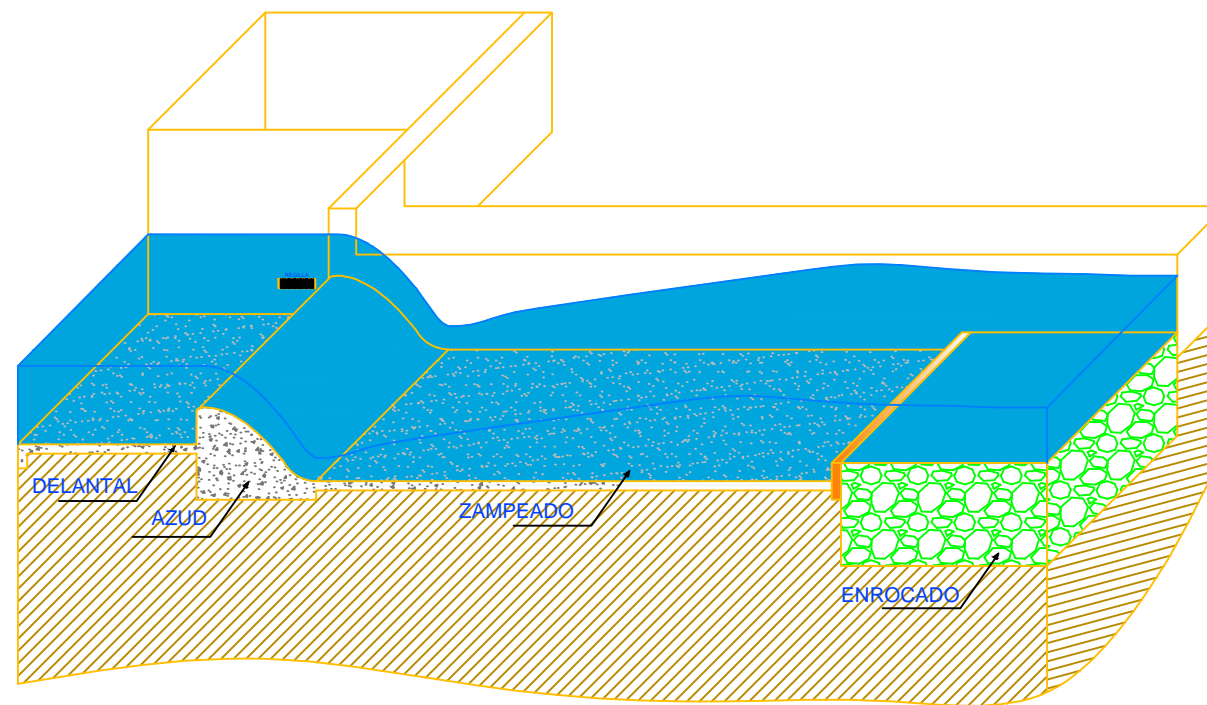
$$Q = k H \cdot B \left(\frac{m}{n} \right)$$

$$Q = 1E-03 \cdot 0.66 \cdot 12 \cdot \left(\frac{4}{11} \right)$$

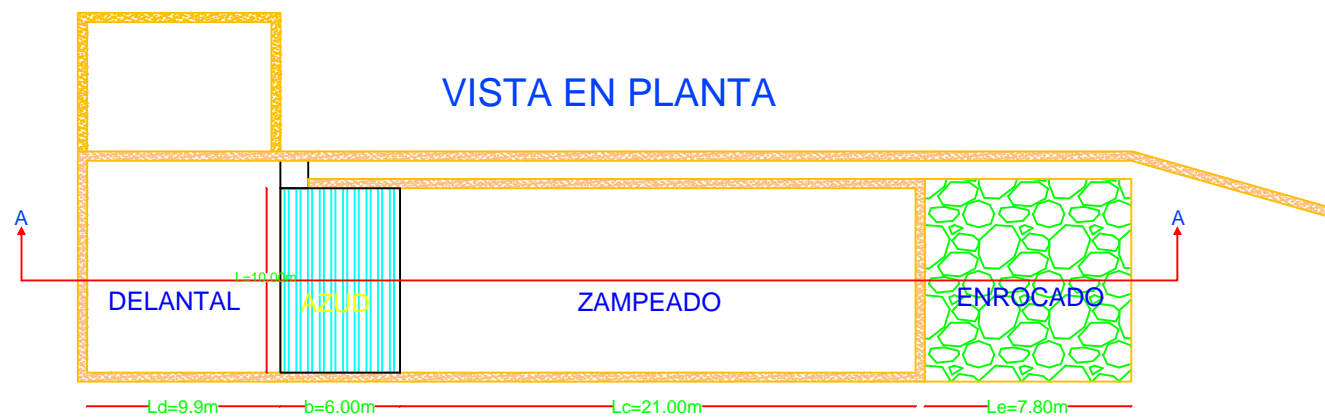
$$Q = 2,88E-03 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Para evitar ese tipo de caudal filtratorio se colocara un tablaestacado metalico de 10 m de profundidad a lo largo de todo el ancho del azud.

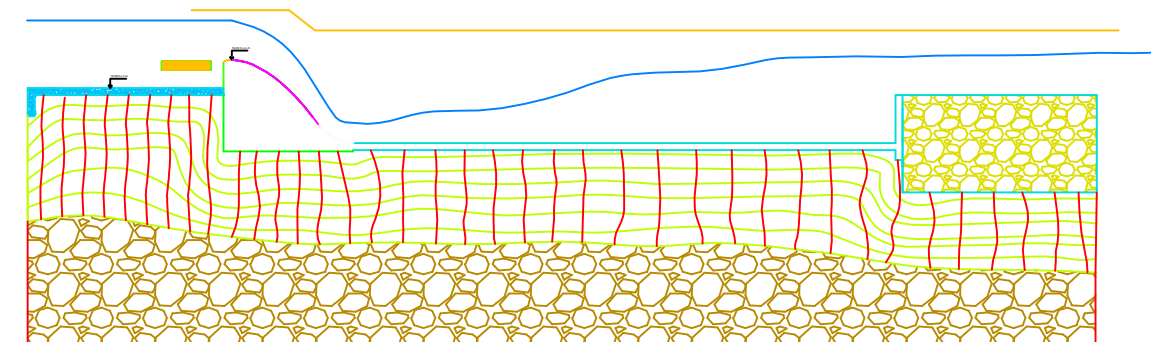
PERSPECTIVA GENERAL



VISTA EN PLANTA



LINEAS DE FLUJO



UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DISEÑO DEL AZUD SIN CONTROL

Diseño y Dibujo: GALO GUSTAVO MUÑOZ VILLACIS	Revisado: Ing. FRANCISCO VERA
FECHA: Noviembre del 2015	ESCALA: INDICADAS EN CADA FIGURA

rkund Analysis Result

alyzed Document: MUÑOZ VILLACIS GALO GUSTAVO.docx (D16413549)
bmitted: 2015-11-26 22:14:00
bmitted By: jmolina@utmachala.edu.ec
nificance: 9 %

ources included in the report:

y://html.rincondelvago.com/abastecimiento-de-aguas.html
y://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/laderas_andinas/paginas/OBRAS%20DE
OTOMA.htm

stances where selected sources appear:



Ing. Francisco Javier Vera Domínguez Mg.
DOCENTE UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL
C.I.: 1302324809