E-141,1

000012

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS FOPAE

CONTRATO Nº 1289 - 73 - 95

CONSULTOR

Ing. PEDRO JUAN NAVARRO RODRIGUEZ

Santafé de Bogotá D.C., Abril de 1996

CALCULO DE MURO EN GAVIONES

Las presiones de tierra se recomienda calcularlas empleando la teoría de Coulomb para paredes de gran rugosidad.

Para un suelo de propiedades :

ϕ = Angulo de fricción interna.

C = Cohesión.

$\wp$ = Peso unitario.

δ = Fricción suelo muro.

h = Altura del muro.

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2} \times K_a$$

Donde :

$$K_a = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

Para el diseño de muros en gaviones se supone :

⇒ Pa es horizontal.

⇒ Siempre es 90°.

⇒ Se desprecia la resistencia o disminución de presión debida a la cohesión.

⇒ No existen las presiones de agua.

⇒ Fricción suelo - Muro = ¾ ϕ del suelo.

⇒ No se tiene en cuenta la presión pasiva por la dificultad de transmisión de esta por el gavión.

Estas suposiciones se tienen en cuenta por la razón de ser el gavión una obra de comportamiento flexible diferente al comportamiento de un muro convencional.

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H= 4.00

Hombro izquierdo río Tunjuelo Barrio Antonia Santos, Fabrica de baldosines Granitex, carrera 20A calle 12 sur

A continuación se ilustra los pasos de diseño.

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37^{o} = 27{,}75^{o}.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *2,5 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 2,12Ton.*

Brazo de la base = *2,50 m. / 2* = *1,25 metros.*

w Cuerpo = *4,0 m. x1,0m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³* = *6,80Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,25 metros.*

w Suelo = *3,0 m². x 1,0 m. x 1,8 Ton./m³.* = *5,4 Ton.*

Brazo del suelo = *0,50 metros.* 1,83

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0{,}2264$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2} \times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8 \times 4,60^2}{2} \times 0,2264$$

$$Pa = 4,3113 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 4,6 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,5333 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ *(Momentos Resistentes) = w base x brazo + w cuerpo x brazo + w suelo x brazo*

$$\sum (M.\ R.) = 2,12 \times 1,25 + 6,8 \times 1,25 + 5,4 \times 0,5$$

$$\sum (M.\ R.) = 13,85 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum (Momentos\ Actuantes) = Pa \times H / 3.$$

$$\sum (M.\ A.) = 4,3113 \times 1,5333$$

$$\sum (M.\ A.) = 6{,}6106\ Ton - m.$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}0$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum (\text{Fuerzas Resistentes}) = \sum (\text{Pesos}) \times \text{Tan } \tfrac{3}{4}\,\phi.$$

$$\sum FR = (2{,}12 + 6{,}8 + 5{,}4) \times \text{Tan } (\tfrac{3}{4} \times 37°)$$

$$\sum FR = 7{,}53 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}7$$

Nota :

Al encontrar los factores de seguridad tanto entre el rango 1,5 y 2,0 ; nos permite dejar el diseño anterior como definitivo para la recuperación del talud localizado en el barrio Bosa carrera 22 A calle 12.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	406.00	1,500.00	1,552.00	3,052.00	1,239,112.00
Perfilamiento talud	M2	14.00	-	6,162.00	6,162.00	86,268.00
Piedra angular	M3	84.00	10,000.00	2,765.00	12,765.00	1,072,260.00
Membrana permeable	M2	98.00	1,000.00	493.00	1,493.00	146,314.00
Sub-total						**2,543,954.00**
A.I.U. (25%)						**635,988.50**
TOTAL						**3,179,942.50**

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H = 3,000

Barrio Abraham Lincon (Escuela de Artillería frente a la carrera 6ª Nº 53-15 Sur).

- Alternativa 1

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37° = 27{,}75°.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión , el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *2,0 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 1,70Ton.*

Brazo de la base = *1,00 metros.*

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

w Suelo = *1,50 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *2,70 Ton.*

Brazo del suelo = *0,75 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1{,}8 \times 3{,}50^2}{2} \times 0{,}2763$$

$$Pa = 3{,}05 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 3{,}50 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1{,}16 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$$\sum \text{(Momentos Resistentes)} = \text{w base x brazo} + \text{w cuerpo x brazo} + \text{w suelo x brazo}$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 1{,}70 \times 1{,}00 + 5{,}10 \times 1{,}00 + 2{,}70 \times 0.75$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 8{,}82 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum \text{(Momentos Actuantes)} = Pa \times H / 3.$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 3{,}05 \times 1{,}16$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 3{,}54 \text{ Ton - m.}$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}49$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } ¾\, \phi.$$

$$\sum FR = (1{,}70 + 5{,}10 + 2{,}70) \times \text{Tan } (¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 5{,}00 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}64$$

Nota :

Si algunos de los factores de seguridad da menor de 1.5 se requiere redimensionar el muro para darle mayor estabilidad, Si los factores de seguridad dan mayores de 2 se requiere redimensionar para ahorrar gaviones en lo posible.

- Alternativa 2

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

w Suelo = *1,50 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *2,70 Ton.*

Brazo del suelo = *0,75 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2763$$

$$Pa = 2,24 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 3,00 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,00 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$$\sum \text{(Momentos Resistentes)} = \text{w cuerpo x brazo} + \text{w suelo x brazo}$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 5{,}10 \times 1{,}00 + 2{,}70 \times 0.75$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 7{,}12 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum \text{(Momentos Actuantes)} = Pa \times H / 3.$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 2{,}24 \times 1{,}00$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 2{,}24 \text{ Ton - m.}$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 3{,}18$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } ¾\, \phi.$$

$$\sum FR = (5{,}10 + 2{,}70) \times \text{Tan } (¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 4{,}10 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento:

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}83$$

- Alternativa 3

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y su brazo con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2763$$

Pa = 2,24 Toneladas.

H/3 = 3,00 m. / 3

H/3 = 1,00 metros.

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ (Momentos Resistentes) = w cuerpo x brazo

$\sum$ (M. R.) = 5,10 x1,00

$\sum$ (M. R.) = 5,10 Ton - m.

$\sum$ (Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.

$\sum$ (M. A.) = 2,24 x 1,00

$\sum$ (M. A.) = 2,24 Ton - m.

Factor de seguridad contra volcamiento:

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}27$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } \tfrac{3}{4}\,\phi.$$

$$\sum FR = (5{,}10) \times \text{Tan } (\tfrac{3}{4} \times 37°)$$

$$\sum FR = 2{,}68 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}19$$

- Alternativa 4

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y del suelo con sus brazos con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *0,70 m.* 1.00

w Suelo = *0,60 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *1,08 Ton.* 2.70

Brazo del suelo = *0,15 metros.* 1 + 0,59 = 1.59

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2264 \quad 0,251$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2264 \quad 0,251$$

$$Pa = 1,8317 \text{ Toneladas.} \quad 2,03$$

$$H/3 = 3,00 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,00 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ (Momentos Resistentes) = w cuerpo x brazo

$\sum$ (M. R.) = 5,10 x 0,70 $5,10 \times 1,0 + 3,70 \times 0,5 =$

$\sum$ (M. R.) = 3,7320 Ton - m. 9,39

$\sum$ (Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.

$\sum$ (M. A.) = 1,8317 x 1,00 2,03

$\sum$ (M. A.) = 1,8317 Ton - m. 2,03

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2,0 \quad 4,59$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$\sum$ (Fuerzas Resistentes) = $\sum$ W x Tan ¾ ϕ.

$$\sum FR = (5{,}10 + 1{,}08) \times \text{Tan}(¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 3{,}2515 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}77$$

Por efecto de cálculo se recomienda la alternativa N° 4 por cuanto los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento cumplen satisfactoriamente.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	476.00	1,500.00	1,225.00	2,725.00	1,297,100.00
Perfilamiento talud	M2	34.00	-	4,930.00	4,930.00	167,620.00
Piedra angular	M3	102.00	10,000.00	2,450.00	12,450.00	1,269,900.00
Membrana permeable	M2	136.00	1,000.00	493.00	1,493.00	203,048.00
Sub-total						**2,937,668.00**
A.I.U. (25%)						**734,417.00**
TOTAL						3,672,085.00

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H= 5,00

Hombro izquierdo río Tunjuelo Barrio Boitá y Villa del Río, calle 57 B sur Nº 61-11.

A continuación se ilustra los pasos de diseño.

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37^{o} = 27{,}75^{o}.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *3,0 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 2,55 Ton.*

Brazo de la base = *3,00 m. / 2* = *1,50 metros.*

w Cuerpo	=	*5,0 m. x1,0m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 8,50 Ton.*
Brazo del cuerpo	=	*1,50 metros.*
w Suelo	=	*5,0 m². x 1,0 m. x 1,8 Ton./m³. = 9,00 Ton.*
Brazo del suelo	=	*0,625 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2264$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1{,}8 \times 5{,}40^2}{2} \times 0{,}2264$$

Pa = 5,9412 Toneladas.

H/3 = 5,40 m. / 3

H/3 = 1,80 metros.

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ *(Momentos Resistentes) = w base x brazo + w cuerpo x brazo + w suelo x brazo*

$\sum$ *(M. R.) = 2,12 x 1,50 + 8,,50 x 1,50 + 9,00 x 0,625*

$\sum$ *(M. R.) = 22,20 Ton - m.*

$\sum$ *(Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.*

$\sum$ *(M. A.) = 5,9412 x 1,80*

$\sum$ *(M. A.) = 10,6942 Ton - m.*

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2,0 \qquad 3,26$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum \text{(Pesos) x Tan } ¾\ \phi.$$

$$\sum FR = (2,55 + 8,50 + 9,00) \text{ x Tan } (¾ \text{ x } 37°) \qquad 10,80$$

$$\sum FR = 10,5488 \text{ Toneladas.} \qquad 11,50$$

Factor de seguridad contra deslizamiento:

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1,8 \qquad 1,24$$

Nota :

Al encontrar los factores de seguridad tanto entre el rango 1,5 y 2,0 ; nos permite dejar el diseño anterior como definitivo para la recuperación del talud localizado en el barrio Bosa carrera 22 A calle 12.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	1,428.00	1,500.00	1,880.00	3,380.00	4,826,640.00
Perfilamiento talud	M2	42.00	-	7,395.00	7,395.00	310,590.00
Piedra angular	M3	294.00	10,000.00	3,081.00	13,081.00	3,845,814.00
Membrana permeable	M2	336.00	1,000.00	493.00	1,493.00	501,648.00
Sub-total						9,484,692.00
A.I.U. (25%)						2,371,173.00
TOTAL						11,855,865.00

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, abril de 1.996.
Consultor : Ing. Pedro Juan Navarro Rodríguez.
Entidad : F O P A E.
Obra : Cárcamo rejilla barrio El Danubio - La Paz.

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	82.00	300.00	450.00	750.00	61,500.00
Excavación y retiro	M3	26.00	-	18,500.00	18,500.00	481,000.00
Base recebo e = 10 cm.	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Tubería Gres 6" (incluye inst.)	ML	82.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	1,271,000.00
Carcamo 0.50x0.40(incl. rejilla e instalación)	ML	24.00	35,000.00	12,500.00	47,500.00	1,140,000.00
Relleno en recebo	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Rejilla 6"	UN	4.00	6,500.00	1,000.00	7,500.00	30,000.00
Sub-total						**3,383,500.00**
A.I.U. (25%)						**845,875.00**
TOTAL						**4,229,375.00**

Ver planos de diseños constructivos anexos

000040

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, abril de 1.996.
Consultor : Ing. Pedro Juan Navarro Rodríguez.
Entidad : F O P A E.
Obra : Filtro Escuela Tenerife.

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	86.50	300.00	450.00	750.00	64,875.00
Excavación y retiro	M3	42.00	-	18,500.00	18,500.00	777,000.00
Base recebo e = 10 cm.	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Geotextil (incluye instalación)	M2	87.00	1,000.00	150.00	1,150.00	100,050.00
Gravilla p'filtro (¼)	M3	28.00	30,000.00	4,500.00	34,500.00	966,000.00
Tubería 6" drenaje (incluye inst.)	ML	92.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	1,426,000.00
Canal revestido en concreto 2500 PSI	M3	5.50	86,000.00	28,500.00	114,500.00	629,750.00
Caja colector 1.15x0.80 incluye tapa	UN	1.00	75,000.00	15,000.00	90,000.00	90,000.00
Caja colector 0.80 x 0.80 incluye tapa	UN	1.00	65,000.00	15,000.00	80,000.00	80,000.00
Rejilla 6"	UN	3.00	6,500.00	1,000.00	7,500.00	22,500.00
Sub-total						**4,356,175.00**
A.I.U. (25%)						**1,089,043.75**
TOTAL						**5,445,218.75**

Ver planos de diseños constructivos anexos

000041

EROSION Y SOCAVACION EN EL CAUCE DE UN RIO

SOCAVACION DE UN RIO

Para el caso de la profundidad a la cual deben colocarse las estructuras de gaviones en un río deben tenerse en cuenta los siguientes tipos de erosión:

⇒Socavación general del cauce de las curvas

⇒Socavación en el lado exterior de las curvas

⇒Socavación por la presencia de espigos, estribos de puentes o elementos interceptores

⇒Socavación local al pie de pilas y estribos

⇒Socavación aguas abajo de embalses

⇒Socavación en el pie de estructuras de vertimiento o control del cauce

La construcción de obras de gaviones para regular los cauces de un río y/o proteger las riberas de la erosión producida por las corrientes, se ha observado, que la socavación

es la principal fuente de las fallas, que en muchos casos ha producido la destrucción total de las obras.

Por esta razón antes de diseñar las obras en gaviones dentro de un río debe estudiarse la socavación del mismo y las obras deben diseñarse para resistir estas socavaciones.

CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA DE LA CORRIENTE

El calculo se basa en lo siguiente:

Al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionarse aumenta el área de la sección y diminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionarse mas. La hipótesis principal que debe ser aceptada es que el gasto unitario en cada franja de la sección sea el mismo mientras dura el proceso erosivo. En estas condiciones es fácil determinar el valor de la velocidad media que tiene la corriente.

Considerando una franja de espesor B por lo que pasa un gasto Q se aplica la teoría de Manning.

$$\Delta Q = V \times \Delta A$$

$$\Delta Q = \frac{1}{n} S^{1/2} Ho^{5/3} \Delta B \qquad (I)$$

Donde:

S Es la pendiente

H_o Es la profundidad inicial en este plano

Se designa $\alpha = \frac{1}{n} S^{1/2}$

A medida que la erosión se produce aumenta el tirante hasta alcanzar un valor Hs, en ese caso el gasto Q se podrá expresar como:

$$\Delta Q = V_r \, \Delta A = V_r \, H_s \, \Delta B \qquad \text{(II)}$$

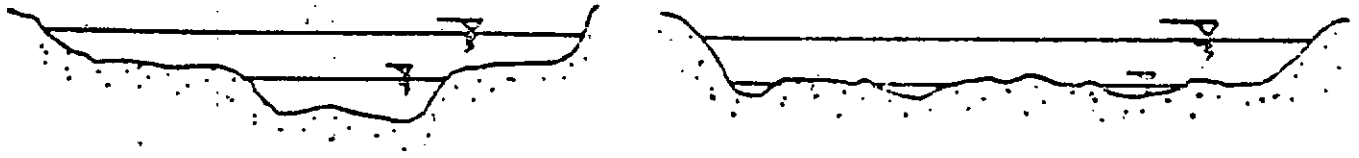
De igualar (I) y (II) se obtiene:

$$V_r = \alpha \, \frac{H_0^{5/3}}{H_s}$$

Para determinar α se toma en cuenta a toda la sección por la que va a pasar el gasto de diseño (Q_d)

$$Q_d = \frac{1}{n} \, S^{1/2} \, H_m^{5/3} \, \mu \, B$$

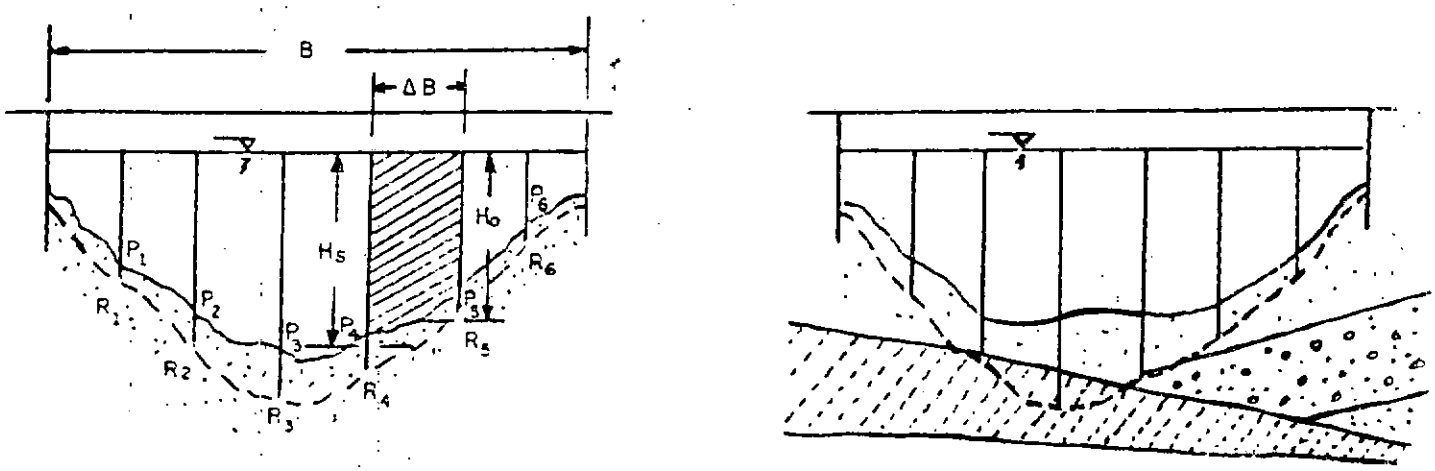
$$Q_d = \alpha \, H_m^{5/3} \, \mu \, B$$



a) CAUCE PRINCIPAL DEFINIDO

d) CAUCE PRINCIPAL INDEFINIDO

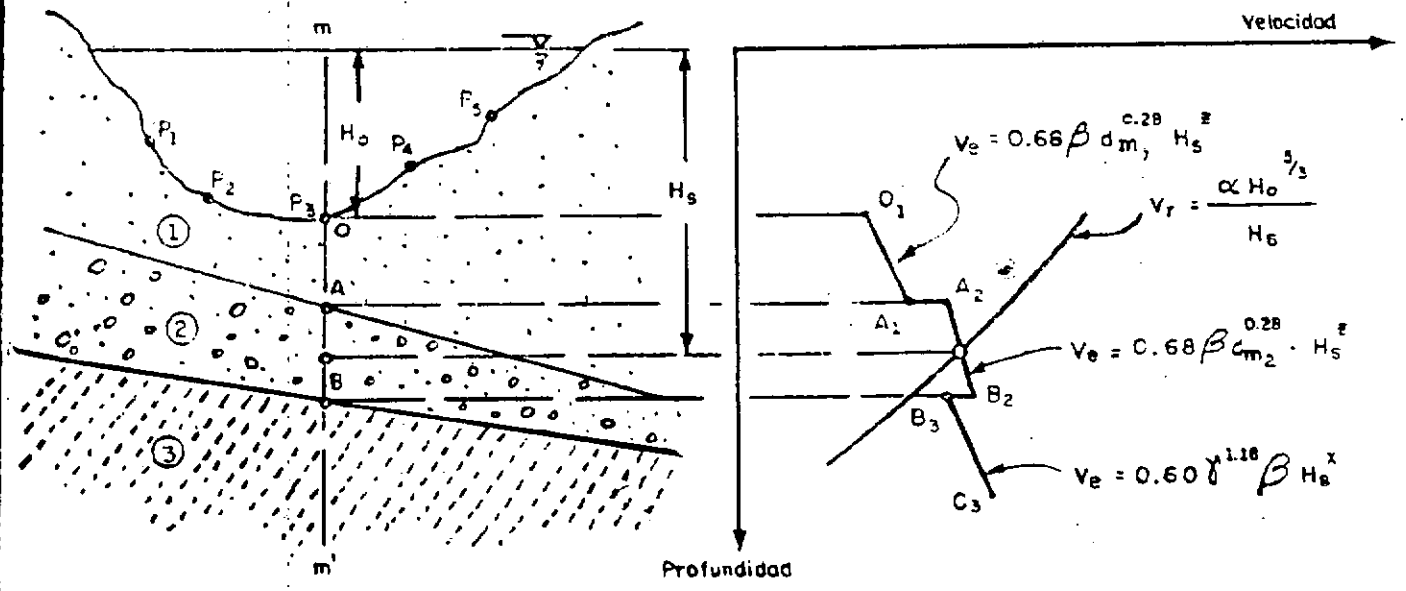
FIGURA 31 : — FORMA DEL CAUCE. —



a) DISTRIBUCION HOMOGENEA

b) DISTRIBUCION HETEROGENEA

FIGURA 32 : — DISTRIBUCION DEL MATERIAL DEL FONDO. —

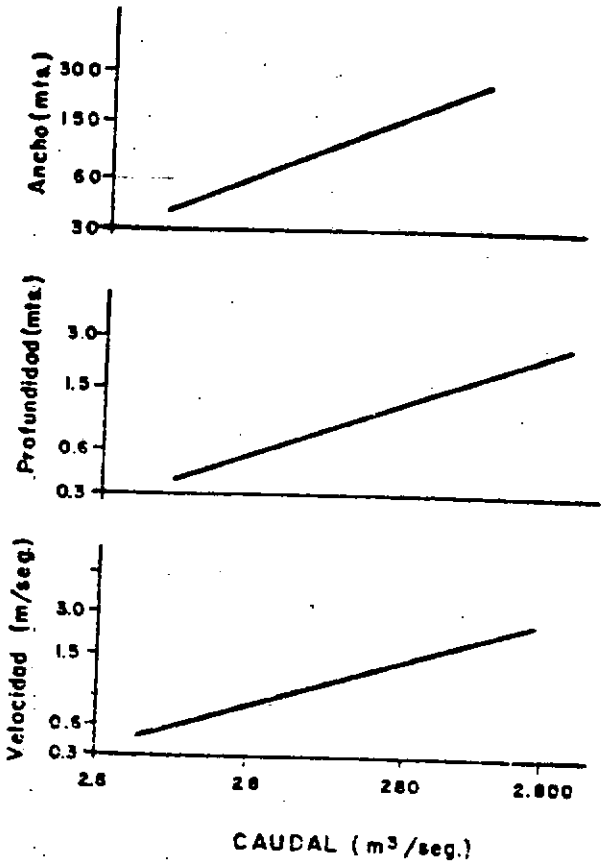


a) SECCION TRANSVERSAL

b) CURVAS Ve Y Vr CONTRA Hs PARA EL PUNTO 3

: — PROCEDIMIENTO SEMIGRAFICO PARA SUELOS HETEROGENEOS.

a)



b)

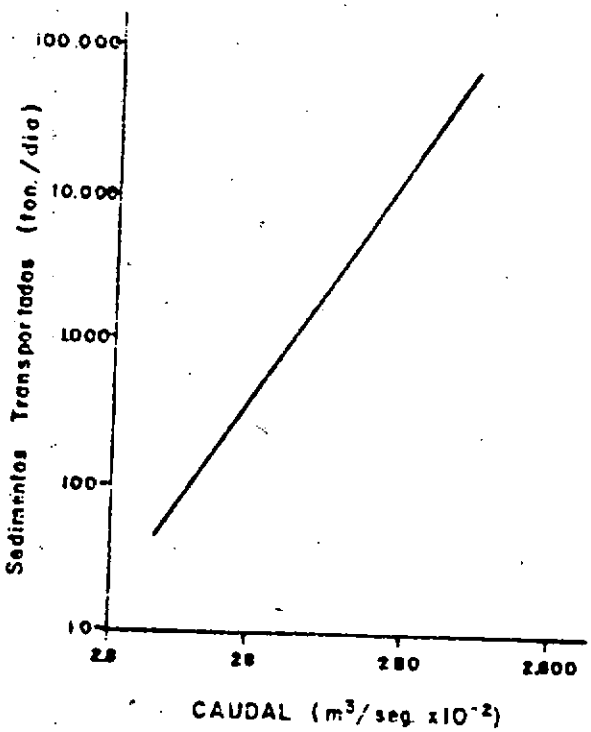
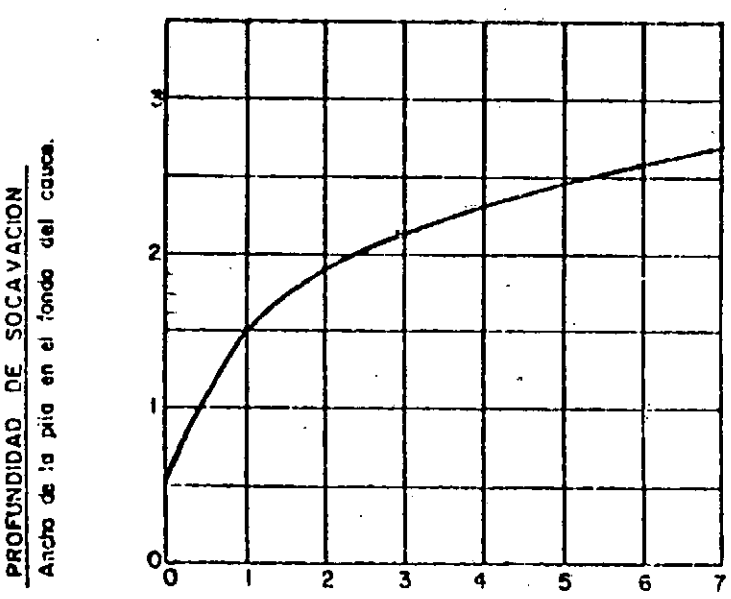
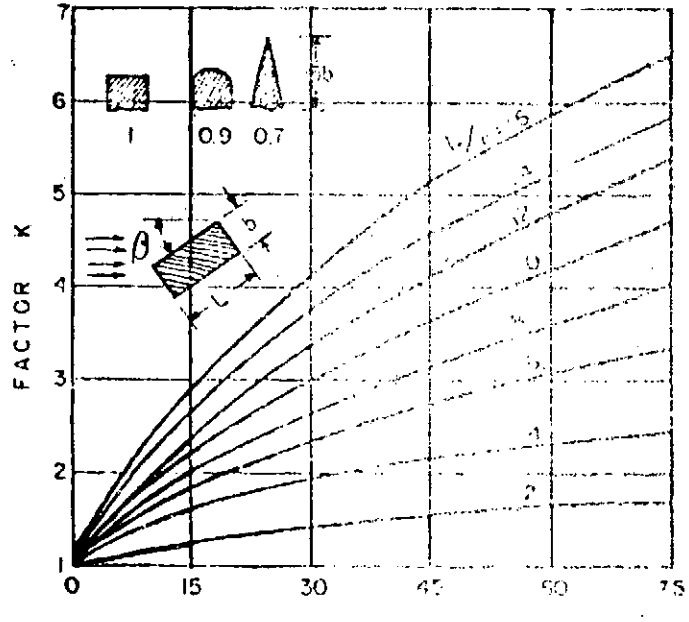


FIGURA 34 : INFLUENCIA DEL CAUDAL SOBRE LA PROFUNDIDAD Y EL ANCHO DEL CAUCE. LA VELOCIDAD DE FLUJO Y LA CARGA.

a) Pila rectangular paralela a dirección de flujo



b) Factores de corrección de profundidad de socavación según la forma de la pila y el ángulo con la dirección de la corriente.



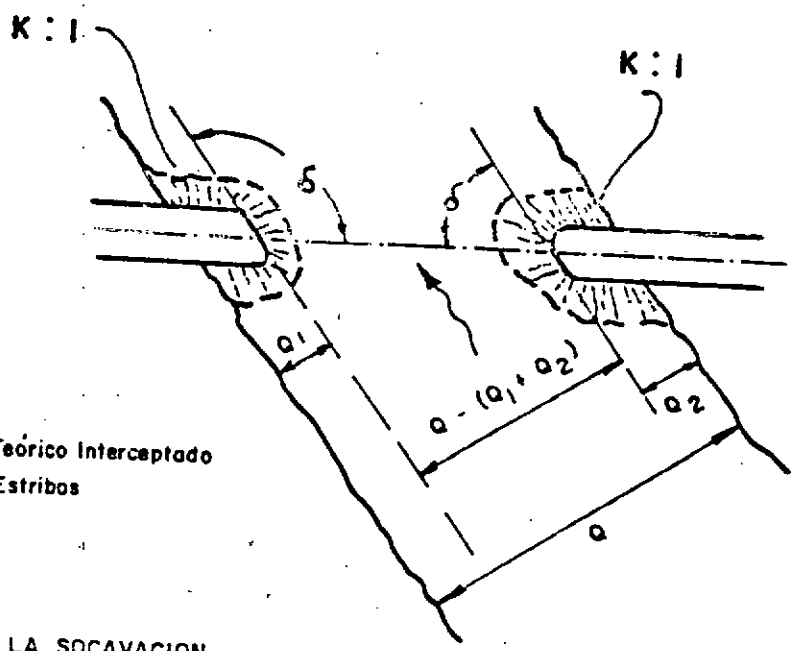
β = ángulo de ataque (grados)

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION SEGUN LAURSEN Y TOCH

000048

FACTORES PARA EL CALCULO DE SOCAVACION EN ESTRIBOS .

(TALUD DEL TERRAPLEN)



Q_1 , Q_2: Caudal Teórico Interceptado por los Estribos

PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION DESDE SUPERFIE LIBRE .

$$Sf = Pq . P_\delta . Pk . Ho$$

PROFUNDIDAD DEL FONDO SOCAVADO CERCA DEL ESTRIBO

- Ho -

B = Ancho efectivo de la superficie libre.

μ = Coeficiente de contracción (Ver Tablas)

TABLA No. 1

VELOCIDADES MEDIAS NECESARIAS PARA PRODUCIR DESGASTE m/seg.				
MATERIAL	**PROFUNDIDAD DE LA CORRIENTE m**			
	0.4	1.0	2.0	3.0
Conglomerado, marga, pizarra, caliza porosa	2.0	1.0	2.0	3.0
Conglomerado compacto, caliza laminada, arenosa masiva	3.0	3.5	4.0	4.5
Arenisca, caliza muy compacta, mármol	4.0	5.0	6.0	6.5
Granito, basalto, cuarcita	15.0	18.0	20.0	22.0

GOMEZ J. y ALVAREZ R. Comportamiento de las estructuras en gaviones. proyecto de grado UIS 1977

TABLA No. 2

COEFICIENTE DE CONTRACCION

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION EN m/seg.	LUZ LIBRE ENTRE DOS PILAS EN METROS												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.00	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.50	.94	.96	.97	.97	.97	.98	.99	.99	.99	.99	1.0	1.0	1.0
2.00	.93	.94	.95	.96	.97	.97	.98	.98	.99	.99	.99	.99	1.0
2.50	.90	.93	.94	.95	.96	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99	1.0
3.00	.89	.91	.93	.94	.95	.96	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99
3.50	.87	.90	.92	.93	.94	.95	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99
4.00 o mayor	.85	.89	.91	.92	.93	.94	.95	.96	.97	.98	.99	.99	.99

GARCIA M. Socavación de Cimentaciones de Puentes, II Jornadas Geotécnicas S.C.I.

A medida que aumenta la profundidad H por la erosión, V_r disminuye y el equilibrio se obtendrá cuando esa velocidad sea igual a la que daba tener la corriente para no degradar al material del fondo

(V_e).

V_e para suelos no cohesivos = $0.68\ \beta\ d^{.028}\ H_s^x$

V_e para suelos cohesivos = $0.60\ \wp_s^{1.18}\ \beta\ H_s^x$

donde:

β es un coeficiente que depende de la frecuencia con que se presenta la avenida de diseño (Ver Tabla No. 4).

d es el diámetro medio del material del fondo

H = Tirante que se ha alcanzado con la erosión en m.

x = Exponente variable (Ver tabla 3)

$\wp$ = Peso volumétrico del material seco en Ton / m3

TABLA No. 3

VALORES DE X Y Z PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\wp_d$	x	1/1+x	$\wp_d$	x	1/1+x	d(mm)	z	1/1+z	d(mm)	z	1/1+z
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.0	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79

0.93	0.47	0.66	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.0	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	5.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.0	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

GARCIA M. Socavación de Cimentaciones de Puentes, II Jornadas Geotécnicas S.C.I.

TABLA No. 4

VALORES DE β EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD DE QUE PUEDA PRESENTARSE EL CAUDAL DE DISEÑO

PROBABILIDAD (EN %) DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO	COEFICIENTE
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

SOCAVACION GENERAL

Maza define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que se toman del fondo del cauce.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida.

Según Lischetuan - Levediev las expresiones para evaluar son las siguientes:

Para suelos granulares:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 Dm^{0.28} \beta \Psi} \right]^{\left(\frac{1}{1+X}\right)}$$

Para suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 S^{1.18} \beta \Psi} \right]^{\left(\frac{1}{1+X}\right)}$$

donde:

$$\alpha = \left[\frac{Q_d}{(Hm)^{5/3} Be \mu} \right]$$

H_s = desnivel entre la superficie del agua (al pasar la avenida) y el fondo erosionado.

H_o = desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida)

H_s y H_o se miden en cada vertical donde se desee hacer el cálculo.

H_m= Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre Be.

B_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida

Q_d = Gasto de diseño.

D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.

S = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.

x = Exponente en función de D_m o según el tipo de material del fondo.

Ψ = Coeficiente. Depende de la concentración del material transportado en suspensión.

β = Coeficiente, depende del periodo de retorno del gasto de diseño.

μ = Coeficiente, depende de la contracción del cauce.

SOCAVACION TRANSVERSAL.

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río.

Se puede evaluar empleando el mismo criterio que para la socavación general o bien mediante la expresión:

$$H_t = H_o \left[\frac{B_o}{B_T}\right]^{0.642}$$

donde:

H = Tirante medio en las secciones inalterada y (o) reducida (t)

B = Anchos de la superficie libre

SOCAVACION EN LAS CURVAS

Consiste en la profundización de un canal cercano a la margen exterior de las mismas, debido a la presencia de una corriente secundaria originada por la sobre elevación del agua en el lado exterior (Fuerza centrifuga).

Ocurre en la margen exterior de una curva. La máxima profundidad varia a lo largo de la curva; generalmente se presenta del centro hacia aguas abajo de la misma.

Para calcular se puede aplicar el criterio de Altumin:

$$H_{max} = E\, H_{rec}$$

donde:

H_{max} = es la profundidad que puede ocurrir en el agua punto a lo largo de la curva.

ε = Coeficiente que depende de R/B

R = Ancho de la curva

B = Ancho de la superficie libre

Cuanto mayor es R/B menor es H_{rec}

H_{rec} = Tirante medio en el tramo recto.

SOCAVACION EN ESTRUCTURAS DENTRO DEL RIO

Es el descenso del fondo de un cauce en el extremo de una estructura unida al margen.

Ocurre generalmente alrededor del muro de la obra.

La socavación máxima medida desde la superficie del agua es igual a:

$S_t = P \times P_q \times P_K \times H_o$

donde:

H_o = Tirante aguas arriba dela obra en una sección no afectada por la erosión.

P = Coeficiente que depende del ángulo entre el eje de la obra y la corriente

P_K = Coeficiente que depende del talud del muro y lados de la estructura

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q1/ Q donde Q1 es el gasto teórico que pasaría por el lugar ocupado por la estructura (si ella no existiera) y Q, el gasto total que pasa por el río.

TABLA No. 5

VALOR DEL COEFICIENTE ψ EN FUNCION DEL PESO UNITARIO DE LA MEZCLA AGUA - SEDIMENTO

$\wp$ MEZCLA	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

TABLA No. 6

COEFICIENTE PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION EN CURVAS

B/r	1.00	0.70	0.50	0.33	0.25	0.20	0.16	0
ε_1	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
ε_2	-	-	3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.27

TABLA No 7

VALORES DE P_q EN FUNCION DEL CAUDAL INTERCEPTADO TEORICO

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.05	4.20

TABLA No. 8

VALORES DE P_δ EN FUNCION DEL ANGULO DE INCLINACION Z

δ	30	60	90	120	150
P	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA No. 9

VALORES DE P_K EN FUNCION DEL TALUD k

k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_K	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

PROTECCION DE RIVERAS

PROTECCION DE RIVERAS

Los gaviones se han empleado con mucha frecuencia para la protección de las orillas de los ríos. Su facilidad de acomodo los convierte en la estructura ideal en estos casos.

La socavación de un cauce puede alcanzar valores muy altos que destruyan las estructuras en gaviones. Se hace necesario hacer un diseño tal que cumpliendo a cabalidad su función protectora permita garantizar su estabilidad.

Dentro de los elementos en gaviones para la protección de orillas se presentaran los siguientes:

⇒ Muros de rivera

⇒ Recubrimientos de taludes

⇒ Espigos

MUROS EN RIBERAS DE RIOS

Un muro de ribera esta conformado por un voladizo aparente de cimentación el cual debe proyectarse hacia el río a fin de evitar la socavación del muro propiamente dicho el cual se apoya sobre este manto de protección.

El muro esta compuesto generalmente por unidades de un metro de altura, amarrados a la cimentación. El diseño de estabilidad del muro se realiza de la misma forma como se indico en tablas anteriores.

El revestimiento de la ribera debe ser la suficientemente resistente para soportar el ataque del agua. Debe estar lo suficientemente bien cimentado para impedir la socavación y lo suficientemente flexible para conformar los cambios posibles en el cauce.

VOLADIZO APARENTE

Para evitar la socavación debajo del cuerpo de la estructura algunos ingenieros emplean el voladizo aparente que consiste en una ampliación lateral de las bases de fundación hasta de 2 veces la profundidad de las socavaciones calculadas. Este voladizo debe hacerse con cantos pequeños y de poco espesor (30 a 50 cm) para asegurar una flexibilidad alta que permita el acomodamiento del voladizo al cauce socavado. Este voladizo quedara enterrado al producirse el proceso de resedimentación del cauce al final de la avenida.

El relleno del voladizo aparente debe contener cantos de 8 a 12 cm de diámetro para facilitar su deflexión sin ruptura. Si ocurre socavación el gavión se adherirá a al superficie del terreno hasta que cesa la erosión.

No se requiere excavación para la instalación del voladizo aparente.

En ningún caso debe emplearse espesores de gaviones inferiores a 10 cm.

ESPIGONES - CARACTERISTICAS GENERALES

El objetivo de un espigón es desviar la corriente del río alejándose de la orilla, impidiendo la erosión de la ribera y facilitando la sedimentación de materiales.

Un espigón consta de cuatro elementos así;

1) El morro o punta del espigón, el cual constituye el punto critico para su socavación por la concentración de corrientes y la velocidad del agua en este punto.

2) La socavación de la cimentación del morro dependen de la sección del río, con o sin espigones, y de la inclinación de los taludes.

3) La cresta puede ascender hacia la orilla o ser horizontal además puede ser sumergida o levantada con respecto al nivel de agua de diseño. Si la cresta es desbordable debe proveerse de un sistema de protección contra la socavación en el lado aguas abajo.

4) Anclaje, depende de la situación real del sitio ante la posibilidad de que el agua pase por detrás del espigón.

5) Cimiento, es el factor que determina la durabilidad del espigón. El cimiento a su vez esta constituido por la fundación propiamente dicha y de un voladizo aparente como protección contra la socavación.

los espigones en gaviones son permeables y permiten el paso de ciertos caudales.

La cimentación se construye generalmente en plataformas de 50 cm y se hace necesario hacer un estudio de la socavación, el anclaje alcanza dos veces el ancho del espolón como base de trabajo.

El escalonado natural se construye con pendientes 1:1 o 1:2 la corona se deja por lo general de 2 metros.

La altura del morro o cabeza debe estar al menos 30 cm por encima del nivel de aguas máximas.

Los espigones se emplean para protección de las riberas de los ríos en el caso del golpeo de las corrientes del río contra los taludes de las riberas.

Los espigones se colocan generalmente a intervalos de 4 a 6 veces la longitud de las secciones individuales. Se recomienda un mínimo de 3 espigones para resultados efectivos.

Un espigón a 90 grados protege en forma similar los lados aguas abajo y arriba del espigón pero inclinado hacia aguas abajo protege mas el banco aguas abajo. Lo mismo ocurre hacia aguas arriba. Para evitar barrida de los espigones deben profundizarse los espigones tanto sea posible dentro del fondo del río.

Un espigón de alta flexibilidad va adaptándose al terreno a medida que se produce la socavación. La obra cede en la parte erosionada, se flexiona y adopta la nueve forma del terreno. Puede ocurrir sin embargo, que la flexibilidad del espigón no sea lo suficientemente alta y tienda a romperse por flexión para ser arrastrada por el río, o que la fuerza de la creciente sea tal que arrastre totalmente el espigón. Ha ocurrido un numero muy alto de fallas de este tipo que justifica un replanteo total de los sistemas de

análisis, diseño y construcción empleados. Para evitar la destrucción y/o arrastre de los espigones deben tenerse en cuenta las siguientes características:

1) Conocimiento del régimen hidráulico del río
2) Cálculos de socavación del cauce con el espigón
3) Diseño hidráulico del espigón
4) Diseño de una cimentación con la profundidad adecuada
5) Diseño estructural (Resistencia y flexibilidad) del espigón.

El espigón no debe causar un cambio brusco en la dirección de la corriente sino por el contrario producir un cambio suave.

Los espigones son efectivos solamente si el espaciamiento entre ellos no es muy grande.

El manual de Gaviones de Bakaert recomienda espaciamientos en la ribera que no excedan 1.5 veces al ancho normal entre los morros y no excedan 1.5 veces la longitud del espigón; esta distancia aumenta gradualmente hacia la curvatura hasta 3 o 5 veces la longitud.

Si se colocan a ambos lados del río deben colocarse con sus cabezas una frente a la otra para evitar el zig - zag de la corriente lo cual reduciría el efecto de los espigones.

DISEÑOS DE ESPIGONES

Los puntos mas importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

1) Localización en planta. Radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
2) Longitud de los espigones
3) Separación de los espigones
4) Pendiente de la corona
5) Angulo de orientación respecto a la orilla
6) Permeabilidad del espigón. Material de construcción
7) Socavación en la curva, y socavación local en el extremo del espigón

1) LOCALIZACION EN PLANTA

Al proyectarse una obra de defensa ya sea respetando la orilla actual; o bien, en una margen nueva (al hacerse una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas dibujar una línea paralela al eje, a la cual llegaran los extremos de los espigones.

La longitud de cada espigón, estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas, es decir el ancho B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente, el cual tomara en cuenta si el tramo será navegable, el cambio de dependiente si se rectifica el río.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río tengan la longitud R siguiente:

$$2.5\,B < R < 8\,B$$

Cuando la curva es uniforme (rectificación) todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y por lo tanto la separación entre ellos es la misma.

Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga en base a espigones trabajara eficientemente. Si los radios de curvatura son menores, la separación de los espigones disminuye y económicamente es preferible construir una defensa marginal apoyada a la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios dentro de la curva y no todos los espigos trabajan eficientemente.

Cuando solo se desea proteger las orillas actuales de un río, y no es posible hacer trabajos de rectificación, la línea que une los extremos de los espigones deberá trazarse lo mas uniformemente posible, aunque no necesariamente tendrá un radio único.

2) LONGITUD DE LOS ESPIGONES

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que esta dentro de la margen y la segunda la que esta dentro de la corriente.

3) LONGITUD DE TRABAJO

La longitud de trabajo, medida sobre la corona, se selecciona independientemente y se hace comprobado que conviene que este dentro de los limites siguientes;

$$h \leq L_t \leq B/4$$

en donde:

B ancho medio del cauce.

H tirante medio; ambos para el gasto dominante.

L_t longitud de anclaje o empotramiento

Los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje; es decir, sin que penetren dentro de la margen, apoyados únicamente a la orilla. La máxima longitud de empotramiento es igual a Lt/4.

4) SEPARACION DE LOS ESPIGONES

la separación entre espigones se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende primordialmente de la longitud del espigón de aguas arriba de su orientación y de la localización de la orilla. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación del espigón respecto a la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9 grados a 11 grados.

5) SEPARACION EN TRAMOS RECTO

Cuando se requiere construir espigones en tramos rectos y sin empotramiento en la margen, la separación deberá ser:

α	**separación S_p**
90 g. a 70 g.	(5.1 a 6.3) L_t, (5.2 a 6.4) L_{to}
60 g.	(5 a 6) L_t, (5.7 a 6.9) L_{to}

6) SEPARACION DE CURVAS

La separación S_p, entre espigones colocados en curvas, conviene encontrarla gráficamente como se indica en la figura, si la curva es regular y tiene un único radio de curvatura la separación que se ha probado con buenos resultados es S_p = (2.5 a 4) L_t. Para radios de curvatura mayores de 4B se han usado separaciones de 4 L_t. Si la curvatura es irregular o con un radio de curvatura pequeño la separación, entre espigones necesariamente debe encontrarse en forma gráfica. Al mismo tiempo quedan fijadas a sus longitudes y se escogen sus ángulos de orientación.

7) ELEVACIONES Y PENDIENTES DE LA CORONA

Se han construido espigones sin pendiente longitudinal (S = 0) hacia el centro del cauce y con pendiente de 0.02 a 0.25. Experimentalmente se han probado espigones con cresta horizontal y con pendientes de 0.1 a 0.5 y 1.

Los espigones deberán construirse con pendientes hacia dentro del río. Deberán inclinarse a la elevación de la superficie libre correspondiente al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cms sobre el fondo actual; con ellos se logran pendientes de 0.05 a 0.25. Los espigones construidos con pendientes longitudinales de 0.1 o mayores han proporcionado mas favorablemente el deposito de sedimento entre ellos y han resultado mas económicos.

8) ORIENTACION DE LOS ESPIGONES

Los espigones pueden ser dirigidos hacia aguas abajo o aguas arriba o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que

forma hacia agua abajo, el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla en el punto de arranque.

En un tramo recto, en una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo de 70 grados con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y aun mas si tiene un radio de curvatura menor de 2.5 B, los ángulos de orientación serán menores de 70 grados y pueden alcanzar valores hasta de unos 30 grados.

9) SOCAVACIONES LOCAL EN LOS ESPIGONES

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre si (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad de la corriente es mayor 50 cm/seg conviene recubrir el fondo sobre el que descansara el espigón, con una capa de 30 cm de espesor y después construir el espigón de la orilla hacia dentro del cauce. De no colocar ese piso que evita la socavación local, durante la construcción, se necesitaran mayores volúmenes de material. La socavación local en el extremo del espigón deja de tener importancia si el espigón se construye con una fuerte pendiente longitudinal.

REVESTIMIENTO DE RIVERAS.

Consiste por lo general de un voladizo dentro del agua y de una serie de gaviones colocados sobre la ribera. Esta debe cubrir la ribera hasta el nivel de aguas máxima. Se emplean gaviones de 30 a 50 cm. de espesor con cantos pequeños. Si existen curvas muy fuertes o caudales grandes pueden requerirse espigones par alejar las corrientes de la orilla.

El espesor de la capa de gaviones debe ser al menos igual a dos veces el espesor de los cantos empleados.

Debajo del gavión es conveniente colocar una capa de filtro de transición o una tela permeable de polipropileno, a fin de evitar la erosión de los materiales debajo del gavión. Normalmente una capa de 30 cm. de gaviones es suficiente par taludes de pendiente no superior a 2 : 1 (26°30´) siempre y cuando no haya afloramiento de agua ni causas para la inestabilidad profunda del talud.

El espaciamiento de los contrafuertes depende de la naturaleza del talud y puede variar entre 3 y 7 m.

Si el talud es inferior a 2 : 1 se emplean gaviones de 0.30 y es mayor, gaviones de 0.50 (talud 1 : 1) hasta de 1 m. en taludes superiores a 1 : 1.

Par taludes muy largos debe aumentarse el espesor del gavión en el pie en tal forma que su cimentación sea capaz de resistir la fuerza lateral del revestimiento.

PROTECCION CONTRA OLEAJE.

La rugosidad de la superficie del gavión permite la disipación de la energía de las olas. Par estos casos se pueden emplear revestimiento de gaviones de 30 a 50 cm. o una combinación de los dos espesores.

El pie de los colchones debe estar protegido con un gavión y debajo del colchón debe colocarse un filtro o una tela permeable de polipropileno. Si desea gran rugosidad debe emplearse cantos de hasta 20 cm. de diámetro proveyendo una colocación que produzca un gavión compacto y pesado.

REVESTIMIENTO DE CANALES.

1) Tipos de revestimiento.

Se considera importante distinguir entre las siguientes.

a. Revestimiento en seco.

b. Revestimiento bajo agua.

c. Revestimientos impermeabilizados.

Los revestimientos en seco se colocan en taludes que varían de 1 : 1.5 a 1 : 2 de acuerdo a la calidad del suelo.

El espesor del revestimiento varia con el gradiente y la velocidad de la corriente así :

Velocidad en m / seg.	Espesor en metros.
0.9 a 1.8	**0.15**
1.8 a 3.6	**0.15 a 0.25**
3.6 a 4.5	**0.25 a 0.30**
4.5 a 5.4	**0.30 a 0.50**

Si existe la posibilidad de pequeños deslizamientos emplear gaviones de espesor mayor de 0.50.

Los revestimientos que se coloquen bajo el agua tienen dificultades de colocación y se recomienda armarlos sobre remolcadores acuáticos e irlos desplazando hasta el sitio definitivo.

2) Cobertura con arena asfalto.

En Europa se emplean capas de arena asfalto par recubrimiento de los gaviones ; disminuyendo la permeabilidad, la erosión bajo el revestimiento y protegiendo contra la corrosión y abrasión.

La mezcla preparada en proporción 1 : 5 a 1 : 4 se coloca a una temperatura aproximada de 150°C.

El peso total de material por metro cuadrado de gaviones depende del espesor del gavión así :

Espesor en cm.	Relleno Kg / cm^2	Cantidad de Recubrimiento Impermeabilización Kg / cm^2
15	60 a 90	120 a 140
17	80 a 100	130 a 150
25	100 a 130	200 a 240
30	120 a 150	240 a 280
50	150 a 200	400 a 450
100	200 a350	700 a 800

El espesor de estos recubrimientos será el siguiente :

Velocidad de la corriente m / seg.	Espesor m.
1.5 a 2.5	0.15
2.5 a 4.5	0.15 a 0.25
4.5 a 6.0	0.25 a 0.30
6.0 a 7.0	0.30 a 0.50

Esta capa puede colocarse bajo el agua hasta una altura de agua de 2.0 m. Par más de 2.0 m. se requiere una conducción bajo el agua.

La mezcla se prepara en compartimientos en tierra y luego se vierte empleando sistemas convencionales.

Existen además equipos especiales par colocación de revestimientos bajo el agua.

3) Diseño de canales revestidos.

La situación de flujo uniforme se indica en la siguiente figura. Para el diseño se emplean diferentes fórmulas. Las más empleadas son la de Bazín y la de Manning - Strickler.

Coeficientes de resistencia (X) = $\frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ (Bazin)

(X) = c $R^{1/6}$ = $\frac{1}{n}$ $R^{1/6}$ (Manning)

En las tablas adjuntas se indican los valores de γ, n y R par cada caso.

TABLA No. 10

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD (Canales revestidos)

Paredes del Canal	γ ($m^{1/2}$)	n ($m^{-1/3}$-seg)
Gaviones rellenos de arena asfalto, superficie lisa	0.36 a 0.46	0.0158 a 0.0172
Gaviones rellenos de arena asfalto, superficie algo rugosa	0.75	0.0200
Gaviones no rellenos	1.0 a 1.5	0.0222 a 0.0270
Sin recubrimiento cauce irregular	1.5 a 1.75	0.0270 a 0.0303

FILTROS PAR GAVIONES.

En los EE.UU. se están empleando las telas de polipropileno permeables (conocidos también como geotextiles) como protección de filtro par el suelo detrás de los gaviones.

Estos elementos impiden el paso del suelo, permitiendo el paso del agua, dándole estabilidad contra la erosión y al mismo tiempo previniendo la formación de presiones hidrostáticas.

Podría resultar más económico el empleo de una capa de grava o arena gruesa que sirva de filtro.

MUROS DE ATRAPE DE SEDIMENTOS.

Estos muros van en la dirección de la corriente pero bien dentro del cauce. Son conectados hasta la orilla con contrafuertes que impiden que el flujo pase por detrás.

A veces a las paredes se les dejan orificios par que el agua entre y deposite sedimentos dentro de los cubículos.

Este sistema conduce mejor la corriente que los espigones pero debe diseñarse cuidadosamente par evitar el arrastre de la estructura.

Es recomendable especialmente par cauces muy anchos cuando se requiere la recuperación de las orillas.

MICROZONIFICACION DE RIESGO BARRIO DANUBI0 AZUL

LOCALIZACION

El área de estudio que comprende el barrio Danubio esta localizada al sur-oriente de la ciudad de Santafé de Bogotá Distrito Capital.

El barrio Danubio tiene un área calculada de 312.288.44 m2.

ANTECEDENTES

Dentro de los estudios realizados podemos citar los siguientes:

CONVENI0 200 - 86 D.A.P.D. - INGEOMINAS: Clasificada como VBM ZONA DE MUY ALTO RIESGO Y III M RIESGO MEDI0.

La zona VBM se caracteriza por la presencia de cárcavas y deslizamientos en roca. El mecanismo de falla más frecuente, corresponde a la caída de bloques y fallas planares, paralelamente para la zona IIIM, en la cual se enmarca también el barrio, se caracteriza por presentar carcavamiento y deslizamientos activos y potenciales.

RECOMENDACIONES:

ZONA VBM

⇒ Evitar la proliferación de canteras

⇒ No permitir que los cortes se hagan paralelos a los rumbos de la estratificación y al buzamiento.

⇒ Evitar colocar estructuras sobre las cárcavas.

⇒ Reforestación.

ZONA IIIM

El uso inadecuado del suelo puede agudizar el fenómeno de la erosión

ANALISIS: Dada la escala y generalidad del Estudio el calificativo de " riesgo muy alto y riesgo medio" no tiene una implicación para el riesgo del barrio, el cual puede ser definido como resultado del estudio microzonificación y precisado luego los análisis de estabilidad que se realicen posteriormente.

El análisis de Ingeominas se enmarca la zona entre una cartografía de zonas de carcavamiento, aunque estas cárcavas corresponden a cauces naturales, pero que se encuentran activos con fenómenos degradacionales. Se presenta una zona de deslizamiento en la parte baja del Danubio, esto necesitaría de un análisis más detallado con el fin de encontrar características de este tipo de movimiento de remoción en masa. Aunque en general la zona se encuentra declarada como de muy alto riesgo.

MORFOLOGIA Y DRENAJES

Para el barrio Danubio las zonas de muy alta pendiente se enmarcan en el drenaje de la parte sur y los limites con el barrio La Paz, las otras zonas no presentan las pendientes mostradas puesto que se han realizado rellenos con el fin de urbanizar al igual con el intervalo de pendientes altas (50%-75%), aunque son de su posterior análisis por resultar de un peso muy alto en la zonificación de amenazas. Las pendientes medias (25 % - 50 %) se ubican en la parte nororiental del barrio y corresponde a un 20 % del área del barrio; debidas a la concavidad de la ladera natural. Las pendientes bajas (12 % - 25 %) corresponden a los primeros cambios al pie de la ladera y cubren un área del 25% . Las pendientes muy bajas (0 % - 12 %) corresponden a la parte baja de la concavidad y cubre un área del 45%.

DRENAJES

El barrio Danubio es atravesado por tres ramales principales, los cuales son utilizados actualmente como canales receptores de aguas negras, uno de los cuales fue encausado por la calle 56 sur.

El patrón de drenaje es de tipo paralelo, consecuente.

En las fotografías aéreas antiguas (1980), antes del establecimiento del barrio se evidenciaban importantes rasgos de inestabilidad, que causaban carcavamiento movimientos en el sentido de la ladera.

En el barrio Danubio se presentan zonas verdes con evidencias de carcavamiento potencial.

En este barrio se muestra la calle principal (calle 56 sur) con un encausamiento de un drenaje sin ningún tipo de control . El resto del barrio presenta viviendas formales en su mayoría de una sola planta con un evidente alto grado de vulnerabilidad

MAPA DE ZONIFICACION DE AMENAZAS

Con el termino amenaza se quiere definir la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno de remoción en masa de manera natural o inducido que cauce indistintamente daños a viviendas, personas, vías, obras civiles. etc.

De las diferentes variables o mapas temáticos que pueden tener un peso importante en la evaluación de la estabilidad de la zona de estudio se determino y de acuerdo a las limitaciones de tiempo y presupuesto los de mayor incidencia cuales son: pendientes, geología - geomorfología, uso actual de la tierra y finalmente la afectación por drenajes.

Cada uno de estos mapas temáticos contienen diferentes unidades llamadas clases, las cuales son calificadas de acuerdo a su peso que determina el grado de susceptibilidad a los movimientos de remoción en masa; como un valor de peso igual a 1 , determina una muy baja a nula influencia de la dinámica de inestabilidad, en tanto que un peso de 5 tiene una muy alta relación en este evento. Finalmente el grado de susceptibilidad de las diferentes clases se califica en el rango comprendido de 1 a 5, valores que fueron dados por la experiencia en el manejo de estos parámetros.

Como resultado de la superposición de planos temáticos, se obtienen áreas geotécnicamente homogéneas, con valores de susceptibilidad comprendidos entre I a 20, como respuesta a la sumatoria de los mapas base. La metodología final en la microzonificación de amenazas, consiste en una conversión de valores según se muestra a continuación:

PESO O SUSCEPTIBILIDAD	CALIFICACION
1-4	MUY BAJA O NULA
5-8	BAJA
9-12	MEDIA
13-16	ALTA
17-20	MUY ALTA

Los términos muy alta, alta y media amenaza tienen una connotación relativa a unos puntos específicos del barrio y no unas implicaciones de carácter absoluto para la totalidad del barrio. El barrio como tal no se encuentra en situación de amenaza, sino que presenta amenazas en puntos muy localizados.

La zonificación geotécnica de amenazas es el resultado del cruce de mapas temáticos teniendo en cuenta los factores, las clases y subclases que intervienen en el análisis: pendientes, geología, uso actual y drenaje. El principio se fundamenta en que el valor de la imagen resultante (amenaza) será el promedio aritmético de las clases y subclases de los anteriores parámetros obteniendo los siguientes grados de amenaza.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para la situación especifica del barrio en mención, el riesgo de primer orden encontrado, solo podrá ser eliminado o mitigado con el adelanto de las obras y actuaciones resultado de los estudios de estabilización, si los factores de amenaza y riesgos se mantienen inalterados.

Las recomendaciones generales que se realizan deberán ser precisadas y complementadas en los estudios de estabilización que se realicen posteriormente.

RIESGOS Y CAUSAS

La originada por un antiguo frente de explotación, y se encuentra localizada en el lindero occidental del área de interés, donde se observa un talud vertical , constituido por niveles arcillolítico caolinizados. El continuo vertimiento de aguas superficiales ablanda y genera carcavamiento en la superficie expuesta del talud

La originada por erosión muy severa y carcavamiento del cauce en si, y de las laderas adyacentes, que en la actualidad son utilizados como canales receptores de aguas negras. Es evidente la erosión concentrada que se manifiesta en los tres canales principales que pasan por el sector. Contribuye notablemente en la inestabilidad la presencia de asentamientos subnormales los cuales realizan movimientos de tierra, en los bordes de los taludes, para realizar las cimentaciones, y a la vez descargan las aguas negras, sobre la superficie de los laderas del cauce y en la base eliminando en éstos el so porte lateral, mas si se tiene en cuenta la sobrecarga con las viviendas allí existentes.

MITIGACION DEL RIESGO

Para la mitigación del riesgo se tendrán en cuenta las siguientes medidas de carácter preventivo y correctivo a nivel general.

⇒Evacuación definitiva de las viviendas a zonas con menor grado de riesgo.

⇒Levantamiento topográfico detallado de las regiones críticas.

⇒Sondeo geotécnico de las zonas críticas para determinar condiciones de estabilidad modo de falla, caracterización físico - mecánica de los suelos y rocas, tipo de materiales, capacidad de soporte de los suelos, para el diseño final de las obras civiles a realizar.

⇒Reconfirmación de los taludes que bordean los sistemas de drenaje existentes al interior del barrio, dándoles un menor grado de inclinación, cuando las condiciones de altura de los taludes lo permitan (<10 mts), y también diseñar y construir un sistema de escalonamiento lo suficientemente compacto, cuando las condiciones de altura del talud así la exijan (> 10 mts) Manejo técnico de aguas superficiales, mediante cunetas y filtros en el sentido de la pendiente con sus respectivos disipadores, con entrega a la zanja interceptora debidamente revestida para ser directamente descargada a los canales naturales, los que sirven en la actualidad como canales receptores de aguas negras.

⇒Construcción de entregas de aguas servidas a los drenajes por medio de tuberías y estructuras escalonadas que eviten completamente la erosión sobre las laderas.

⇒Escalonamiento en concreto pobre, en los sectores de altas pendientes del barrio y disponer de estructuras hidráulicas perimetrales que permitan drenar las aguas lluvias y entregarlas a los canales receptores.

⇒Dentro de las obras de primera prioridad se encuentran las acometidas de acueducto y alcantarillado oficial.

⇒Emprender un programa ambiental.

No permitir la construcción en áreas aledañas al cauce de los canales naturales, otorgándoles un uso como zona de protección, así mismo se declararan con un uso diferente (zonas verdes), aquellos sectores que no tengan aptitud urbanística.

ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LA ACCION SOCAVANTE DE LAS QUEBRADAS.

Se deberá prestar atención a las siguientes actuaciones:

Muros de contención: Para el área de estudio se puede implementar una gran variedad pero siguiendo las siguientes reglas:

⇒En donde haya poco espacio y se tenga deslizamientos, o en situaciones en condición de falla en zonas de muy alta vulnerabilidad, se hace necesario implementar un muro en concreto armado el cual debe estar diseñado teniendo en cuenta las condiciones de cimentación y las presiones adicionales a que sea sometido. Es muy importante analizar las condiciones de drenaje así como los filtros que se deben utilizar.

⇒Para protección de cauces se preferirán los muros en gaviones en los que es muy importante la cimentación, el armado y el material a ser utilizado. Se debe aceptar

un pequeño margen de deformación, sin llegar a situaciones criticas de falla. Los muros en gaviones no son recomendables para alturas mayores de cinco metros.

Pilotes: Consiste en la colocación vertical de pilotes con separaciones pequeñas o en forma continua. En este método es muy importante conocer la superficie de falla y determinar el espaciamiento entre pilotes. Se recomienda en sitios donde no sea posible grandes movimientos de tierra, y en sitios con arcillas muy blandas y deslizamientos muy rápidos.

Estas obras deben ir complementadas con sistemas de drenaje.

Reconformación de los taludes que bordean los sistemas de drenaje existentes al interior del barrio, dándoles un menor grado de inclinación, cuando las condiciones de altura de los taludes la permitan (<10 mts), y/o diseñar y construir un sistema de escalonamiento compacto.

ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LOS PROCESOS DE EROSION ANTROPICA EN LAS MARGENES DE LA QUEBRADA.

Se deberá prestar atención a las siguientes actuaciones:

⇒No permitir que los asentamientos tengan lugar en cercanías a los cauces naturales teniendo en cuenta el efecto de la sobrecarga sobre los taludes que bordean la quebrada.

⇒Prohibir cualquier uso sobre el espacio de protección de los causes naturales.

MEDIDAS COMPLEMENTARIAS

Como medidas complementarias deben tenerse en cuenta sistemas de drenaje, entre los cuales se contemplan los siguientes:

⇒Control de erosión superficial: Esto esta encaminado a interceptar corrientes de agua superficiales mediante zanjas combinadas con obras de control de arrastre de sedimentos disminuyendo la energía del agua mediante bermas y caballones, barreras vivas, como estacas y vegetación, o barreras de sacos de geotextil rellenos con suelo cemento.

⇒ Obras correctivas de drenaje superficial interceptor y de conducción. Se incluyen zanjas de coronación revestidas en piedra pegada o concreto. También se consideran zanjas de desagüe hacia los flancos de los deslizamientos recientes o activos. Es importante en el control de la velocidad en pendientes muy inclinadas, o suaves en los casos agradacionales.

⇒Manejo técnico de aguas superficiales, mediante cunetas y filtros en el sentido de la pendiente con sus respectivos disipadores, con entrega a la zanja interceptora debidamente revestida para ser directamente descargada a los canales naturales, los que sirven en la actualidad como canales receptores de aguas negras.

⇒Construcción de entregas de aguas servidas a los drenajes por medio de tuberías y estructuras escalonadas que eviten completamente la erosión sobre las laderas.

⇒Escalonamiento en concreto pobre, en los sectores de altas pendientes del barrio, disposición de estructuras hidráulicas perimetrales que permitan drenar las aguas lluvias y entregarlas a los canales receptores.

000001

E 141,2

CONTRATO 1289-73-95

Dando cumplimiento a los puntos enunciados en el "**Acta de Reunión para Revisión de Diseños con el Consultor del Contrato No.1289-73-95**", presento a su consideración el informe sobre soluciones a las inquietudes expuestas por los Ingenieros Francis Vaughan y Teresa Abella, Asesor Técnico e Ingeniera Civil respectivamente, de la OPES.

EL CONSULTOR

PEDRO JUAN NAVARRO RODRIGUEZ

78

CONTRATO DE CONSULTORIA No.1289-73-95

De acuerdo a lo estipulado en el "Acta de reunión para revisión de diseño con el consultor del Contrato 1289-73-95", me permito hacer las siguientes precisiones:

1.-Barrio Danubio:

Al encontrarse que la solución inicial al problema de las aguas que, en epoca de invierno, hacen el recorrido por las vías del sector de este barrio, no era conveniente por la cantidad de desechos que caerían al alcantarillado, se programó y ejecutó un nuevo levantamiento topográfico y en el terreno se observó:

1.1- Sobre la calle 5A sur, la E.A.A.B. construyó el alcantarillado y por la ruptura de un tubo del Acueducto las aguas tomaron las vías en estudio como su cauce lo que produjo que el material de relleno del Alcantarillado fuera sacado y por consiguiente la tubería quedara a la vista.

1.2- Las aguas prosiguieron por la carrera 3 e hicieron más profundo el canal natural existente.

1.3- Con base en lo anterior y teniendo en cuenta las aguas normales que se precipitan en el sector, se proyecta utilizar cunetas revestidas de acuerdo a los parámetros que se detallaran en el análisis respectivo.

Observando el levantamiento topográfico se detallan 2 perfiles:

El primero de ellos, paralelo a Calle 5A sur y el segundo paralelo a la Carrera 3 y calle 5 Sur respectivamente; El primero vierte las aguas directamente a la depresión que mas adelante se convierte en el alcantarillado del barrio con una pendiente promedio del 23.6%. El segundo después de un recorrido de 201 mts llega al sitio de comienzo del mismo alcantarillado mencionado anteriormente con una pendiente promedio del 9.08%.

Para el segundo recorrido que es el perfil que nos lleva al sitio crítico estudiado, se proyecta ejecutar las obras correspondientes a un canal con las medidas y capacidad adelante estudiadas.

Para los dos (2) casos se dimensiona un sobreancho de 50 cm que es el recomendado para canales en concreto.

EVALUACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

Para superficies menores de 1500 Ha. se recomienda utilizar el método Racional dada su simplicidad.

METODO RACIONAL:

Este método establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = C \times I \times A$$

en donde :

Q= Caudal superficial (L/s)
C= Coeficiente de escorrentía (Adimencional)
I= Intensidad promedio de la lluvia
A= Area de drenaje (Ha.)

Para obtener un valor de intensidad se debe recurrir a definir la frecuencia de la lluvia. Para el caso se utiliza la figura 16.1 donde se indican las curvas de duración-intensidad-frecuencia

Frecuencia de las Lluvias:

La frecuencia de la lluvia varía entre 3 y 100 años. Para escoger unvalor se deben tener en cuenta ciertos criterios tales como importancia de la zona, area de drenado, etc. Los valores se pueden obtener de las siguientes tablas, extraídas de la Obra ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, Ricardo Alfredo López Cualla, :

Frecuencia de diseño en función del tipo de zona

Descripción de la Zona	Frecuencia (años)
Zona residencial	3 - 10
Zona comercial e industrial	10 - 50
Colectores principales	10 - 100

Frecuencia de diseño según el Area drenada

Area drenada (Ha)	Frecuencia (Años)
Menores de 3 Ha	3
Entre 3 y 10 Ha	5
Mayores de 10 Ha	10

La frecuencia de diseño para canales de aguas lluvias son:

- Canales que drenen Areas menores a 1000 Ha.

Sección revestida en concreto	10 años
Capacidad Total	25 años

Para la determinación del ;tiempo de Concentración existen varias ecuaciones empíricas, una de las cuales puede ser:

$$T_{c\,min} = 0.1637 \times A + 8.68$$

En donde: $T_{c\,min}$ = Tiempo de concentración mínimo de la cuenca en minutos
A = Area de drenaje de la cuenca en Ha

El tiempo mínimo para cuencas urbanas no debe ser inferior a 15 minutos.

Coeficientes de Escorrentía típicos:

Tipo de Superficie	Coeficiente
-Zonas comerciales	0.90
-Desarrollos residenciales con casas contiguas y predominio de zonas duras	0.75
- Desarrolos residenciales multifamiliares con bloques contiguos y zonas duras entre ellos	0.75
- Desarrollo residencial unifamiliar con casa contiguas y predominio de jardines	0.55
- Desarrollo residencial con casa rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados.	0.45
- Areas residenciales con predominio de zonas verdes y cementerios tipo jardínes	0.30
- Laderas desprovistas de vegetación	0.60
- Laderas protegidas con vegetación	0.30

$T_{c\,min}$ = 0.1637 x A + 8.68 = 0.1637 * 0.8 + 8.68 = 8.81 menor que 15

Tomamos como Tiempo de concentración = 15 minutos

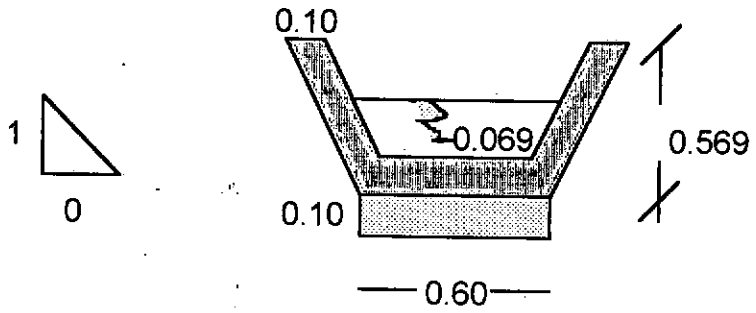
Frecuencia para canales en concreto = 10 años

Con base en estos parámetros y de la grafica 16.1 obtenemos I= 270 L/Ha

C promedio para laderas protegidas con vegetación y desprotegidas = (0.60 + 0.30)/2 = 0.45

CANTIDADES DE OBRA PARA DANUBIO

Tramo E1-E2:



Excavaciones:

Vol.= b * y * L= 0.569 * 0.60 * 96.80 = 33.05 m^3

Recebo:

Vol.= 0.10 * 0.60 * 96.80 = 5.80 m^3

Concreto:

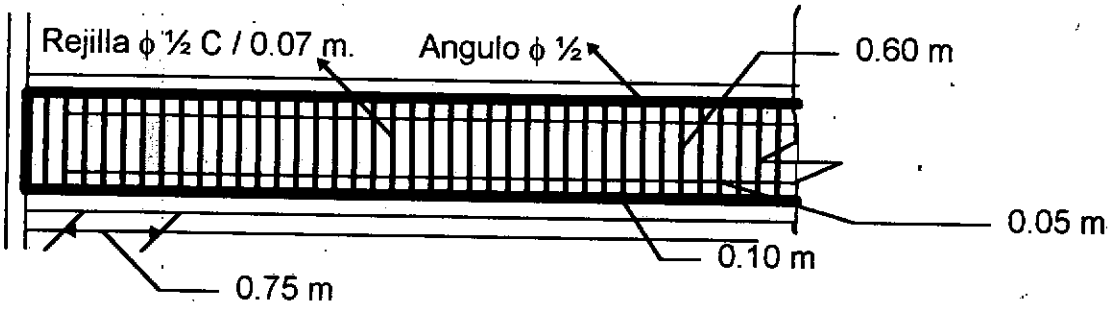
Vol.= 0.10 * 1.94 * 96.80 = 18.80 m^3

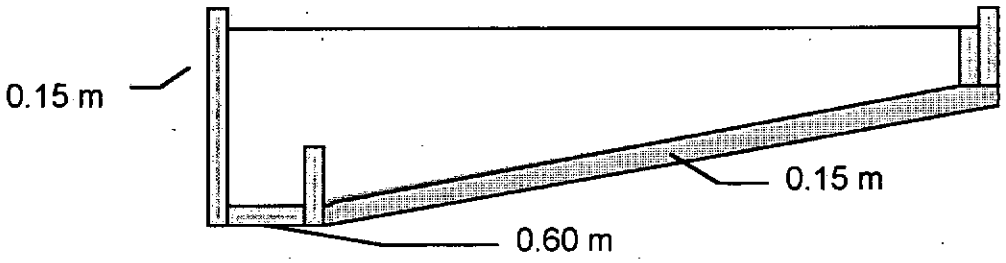
Hierro:

Parrila de 3/8" cada 20 cm

P = 96.80/0.2 * 1.84 * 0.5 * 2 = 890 Kg

Para captar las aguas se diseña un cárcamo en concreto de 0.60 de base por 0.56 de ancho a través de la carrera 3 en una longitud de 4.00 m. con su rejilla. El diseño lleva además desarenador .





Cantidades de Obra Carcamo :

Excavaciones : 0.60 * (0.564 + 0.30)/2 * 5.00 = 1.30 m^3

Concreto : 0.15 * 0.564 * 0.60 + 0.40 * 0.15 * 5 + .15 * 56 * (056+0.20)/2 * 2 + 0.60 * 0.15 * 0.30 * 3 = 1.00 m^3

Recebo : 0.60 * 0.10 * 5.00 = 0.30

Tramo E2-E3 :

Long.= 89.36 mt. b= 0.60 y= 0.057 m = 0

Vol.= b * y * L= 0.657 * 0.60 * 86.40 = 34.10 m^3

Recebo:

Vol = 0.10 * 0.60 * 86.40 = 5.20 m^3

Concreto:

Vol = 0.10 * 1.92 * 86.40 = 19.60 m^3

Hierro:

Parrila de 3/8" cada 20 cm

P = 86.40/0.2 * 1.82 * 0.5 * 2 = 786 Kg

Parrilla:

Cantidad = 2 por Tres (3) mt.

SOLUCION

BARRIO DANUBIO

Tramo E1-E2 :

Longitud	:	96.80 mt.
Cota E1	:	2598.500 mt
Cota E2	:	2592.796 mt
Pendiente (S)	:	5.704 %
Rugosidad (n)	:	0.015
Coeficiente escorrentía (C)	:	0.45
Intensidad (I)	:	270 L/Ha
Area (A)	:	0.80 Ha
Pendiente talud m	:	0

$Q = CIA$

$Q= 0.45 * 270 * 0.80/ 1000 = 0.0972\ m^3 / s$

$0.0972 = 1/n * A\ R^{2/3}\ S^{1/2}$

$0.0972 = 1/0.015\ *A * R^{2/3}\ (0.11386)^{1/2}$

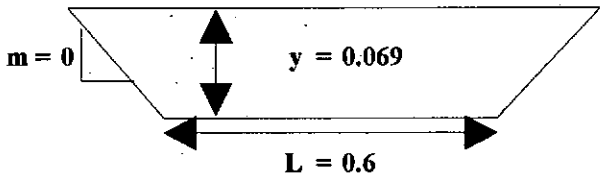
$A = b\ y + m\ y^2 = b\ y + y^2$

$P= b + 2\ y\ (1+m^2)^{1/2}$

$AR^{2/3} = (by + my^2)^{5/3} / (b + 2y\ (1 + m^2)^{2/3}$ (Ver Calculo de Canales, pg. siguiente).

CALCULO DE CANALES

Caudal (m3/s)	0.0972
Cm	1
n	0.015
S	0.05704
m	0
L	0.6



V (m/s) = 2.338362

a (m2) = 0.041568

Tramo E2-E3 :

Longitud	:	89.36 mt.
Cota E1	:	2592.796 mt
Cota E2	:	2582.637 mt
Pendiente (S)	:	11.368 %
Rugosidad (n)	:	0.015
Coeficiente escorrentía (C)	:	0.45
Intensidad (I)	:	270 L/Ha
Area (A)	:	0.80 Ha
Pendiente talud m	:	0

$Q = CIA$

$Q= 0.45 * 270 * 0.80/ 1000 = 0.0972\ m^3 / s$

$0.0972 = 1/n * A\ R^{2/3}\ S^{1/2}$

$0.0972 = 1/0.015\ *A * R^{2/3}\ (0.11386)^{1/2}$

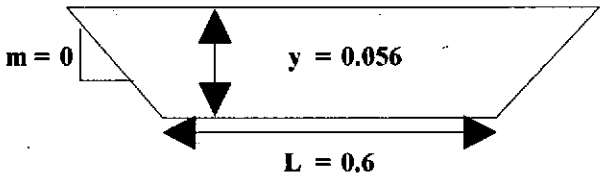
$A = b\ y + m\ y^2\ = b\ y + y^2$

$P= b + 2\ y\ (1+m^2)^{1/2}$

$AR^{2/3} = (by + my^2)^{5/3} / (b + 2y\ (1 + m^2)^{2/3}$ (Ver Calculo de Canales, pg. siguiente).

CALCULO DE CANALES

Caudal (m3/s)	0.0972
Cm	1
n	0.015
S	0.11
m	0
L	0.6



V (m/s) = 2.889375

a (m2) = 0.03364

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, Octubre se 1996
Consultor: Pedro Juan Navarro R.
Entidad: F O P A E
Obra: Canal en concreto. Barrio Danubio-La Paz

Descripción	Uni.	Cant.	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	136.00	300.00	450.00	750.00	102,000.00
Excavación y retiro	M3	67.15		18,500.00	18,500.00	1,242,275.00
Base recebo e= 10 cm	M3	11.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	220,000.00
Concreto 2500 PSI	M3	38.40	86,000.00	28,500.00	114,500.00	4,396,800.00
Acero de Refuerzo fig.	Kg	1,676.00	1,000.00	200.00	1,200.00	2,011,200.00
Parrilla para paso vehic. 3m.	Un	2.00	150,000.00	40,000.00	190,000.00	380,000.00
Parrilla para paso vehic. 5m.	Un	1.00	250,000.00	67,000.00	317,000.00	317,000.00
Tubería de Gres 6"	Ml	2.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	31,000.00
Subtotal						**8,700,275.00**
A.I.U. 25%						2,175,068.75
Total						**10,875,343.75**

Parrilla:

Cantidad = 2 por Tres (3) mt.

2.-Escuela Tenerife:

En nuestra visita realizada a la escuela Tenerife observamos que el piso del salón ubicado en la parte nor-oriental se encuentra 50 cm por debajo del nivel del terreno lo que nos hace recomendar la construcción de un filtro a una profundidad de un (1) mt con las características enumeradas en los planos respectivos para contribuir a que el nivel freático baje y así estabilizar la fundación donde se encuentra construida la escuela. (Ver planos de construcción)

000014

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, Octubre se 1996
Consultor: Pedro Juan Navarro R.
Entidad: F O P A E
Obra: Cuneta Revestida y Filtro Escuela Tenerife

Descripción	Un	Cant.	V/Material	V/Mano O.	V/Unit.	V/Total
Localización	M2	86.50	300.00	450.00	750.00	64.875.00
Excavación y retiro	M3	115.40		18.500.00	18.500.00	2.134.900.00
Base recebo e= 10 cm	M3	10.00	12.000.00	8.000.00	18.000.00	180.000.00
Geotextil incluye instalac.	M2	124.30	1.000.00	150.00	1.150.00	142.845.00
Gravilla para filtro (1/4)	M3	40.00	30.000.00	4.500.00	34.500.00	1.380.000.00
Tubería de 6" drenaje incluy Ins.	Ml	92.00	12.000.00	3.500.00	15.500.00	1.426.000.00
Concreto 2500 PSI	M3	7.85	86.000.00	28.500.00	114.500.00	898.825.00
Caja olector 1.15 x 0.80 incluye tapa	Un	1.00	75.000.00	15.000.00	90.000.00	90.000.00
Caja olector 0.80 x 0.80 incluye tapa	Un	1.00	65.000.00	15.000.00	80.000.00	80.000.00
Rejilla 6"	Un	3.00	6.500.00	1.000.00	7.500.00	22.500.00
Subtotal						**6.419.945.00**
A.I.U. 25%						**1.604.986.00**
Total						**8.024.931.00**

LOCALIZACION CANAL EN TIERRA (BARRIO RUBI-RIO JUAN AMARILLO)

BARRIO LUIS CARLOS GALAN

CALLE 116

GAVIONES

COLECTOR AGUAS NEGRAS

ALETAS EN CTO CICLOPEO

VIVIENDA

VIVIENDA

VIVIENDA

VIVIENDA

VIVIENDA

C

C'

R I O J U A N A M A R I L L O

BOXCOLVERT

PENDIENTE FLUJO LIQUIDO

H U M E D A L J U A N A M A R I L L O

A

A'

PENDIENTE FLUJO LIQUIDO

TRANSVERSAL 91

TANQUE EN CONCRETO 2500 PSI 6 X 3

CONFORMACION JARILLON 50% MATERIAL DE LA MISMA EXCAVACION Y 50% DE RECEBO.

BAHIA DE MANIOBRA VEHICULOS

CANAL EN TIERRA TALUDES 2 a 1

BAHIA DE MANIOBRAS VEHICULOS

B

B'

R=10mts

25

VIA

VIA

VIA

VIA

Ø 30"

Ø 60"

Ø 30" EXISTENTE

8.75

S=1x100

COLECTOR AGUAS NEGRAS

PENDIENTE FLUJO LIQUIDO

COLECTOR AGUAS NEGRAS EXISTENTE

COLECTOR AGUAS NEGRAS

PENDIENTE FLUJO LIQUIDO

COLECTOR AGUAS NEGRAS

8.43

0,198

ESC: 1:500

0,318

318.00

BARRIO RINCON QUIRIGUA

PROYECTO

INGENIERO
LUIS J. CARRASCAL Q.
MP. 252023454ICND - CONTRATO DE CONSULTORA

DIRIGIDO
F. O. P. A. E.
FONDO PARA LA ATENCION Y PREVENCION DE EMERGENCIA

CONTIENE
PLANTA GENERAL CANAL EN TIERRA CON BAHIAS INCLUYE ESTRUCTURA RECEPTORA Y BOX CULVER

CONTIENE
L. C. F. C.

ESCALA
1:500

FECHA
ABRIL / 96

PLANO

OBSERVACIONES

PERFILES TRANSVERSALES, PERFIL LONGITUDINAL HOMBRO DERECHO DEL RIO TUNJUELITO ZONA BARRIO ABRAHAM LINCON

(ESCUELA DE ARTILLERIA Kra 6 Nº 53-15 sur)

PERFIL LONGITUDINAL Δ7 Δ8 Δ9 COSTADO DCHO

KO + 00 – KO + 34,00

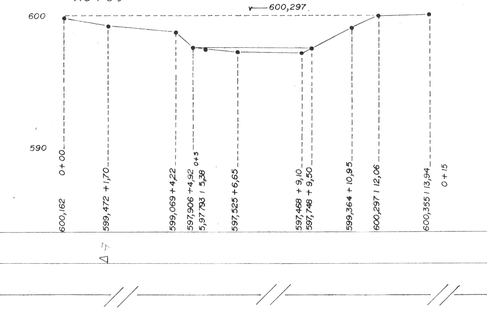
ESCALAS H=1:200 V=1:50



PERFIL TRANSVERSAL = Δ7

KO + 00

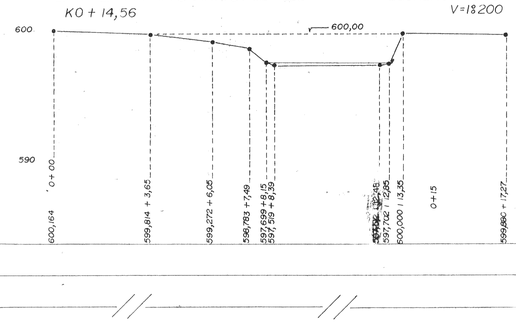
ESCALAS H=1:100 V=1:200



PERFIL TRANSVERSAL = Δ8

KO + 14,56

ESCALAS H=1:100 V=1:200

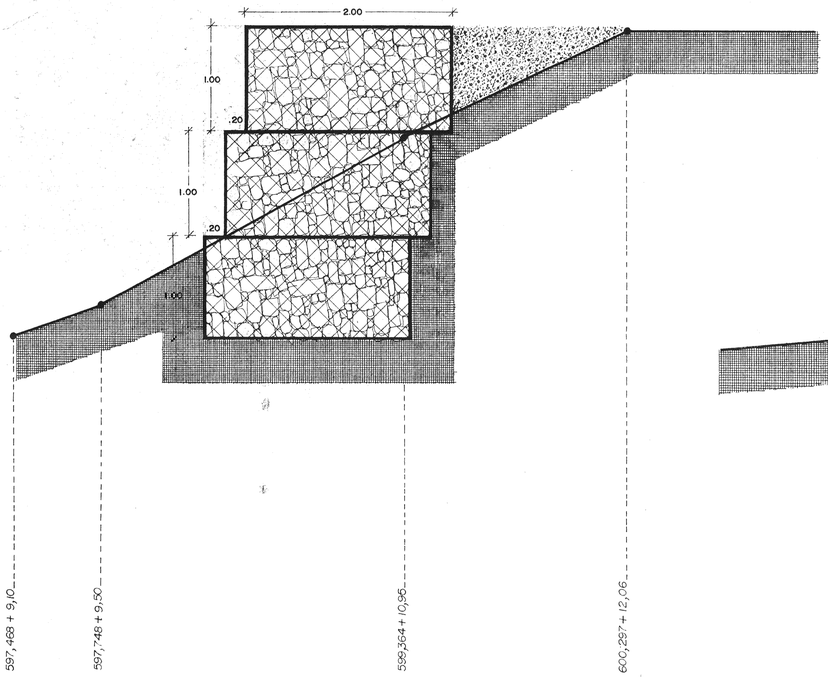


PERFIL TRANSVERSAL = Δ9

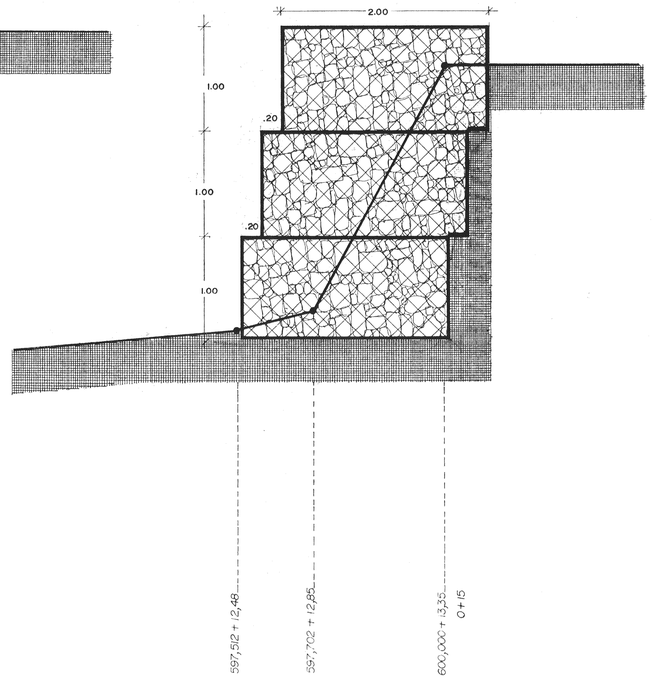
KO + 34,00

ESCALAS H=1:100 V=1:200

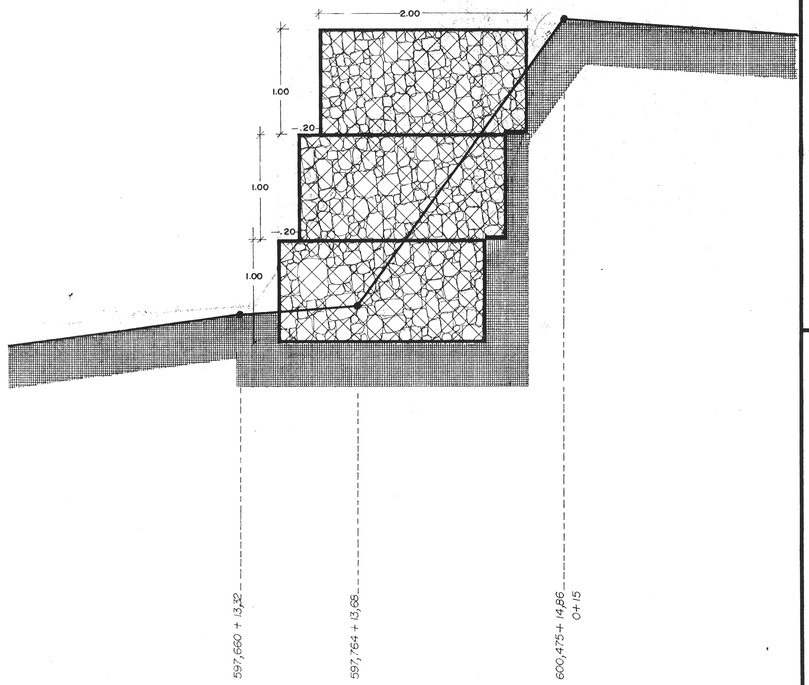
PERFIL TRANSVERSAL KO+00 = Δ7



PERFIL TRANSVERSAL KO+14,56 = Δ8



PERFIL TRANSVERSAL KO+34,00 = Δ9



OBSERVACIONES

F. O. P. A. E.

FONDO PARA LA ATENCION Y PREVENCION DE EMERGENCIA

DIBUJO

CONTIENE

PROYECTO

PEDRO JUAN NAVARRO

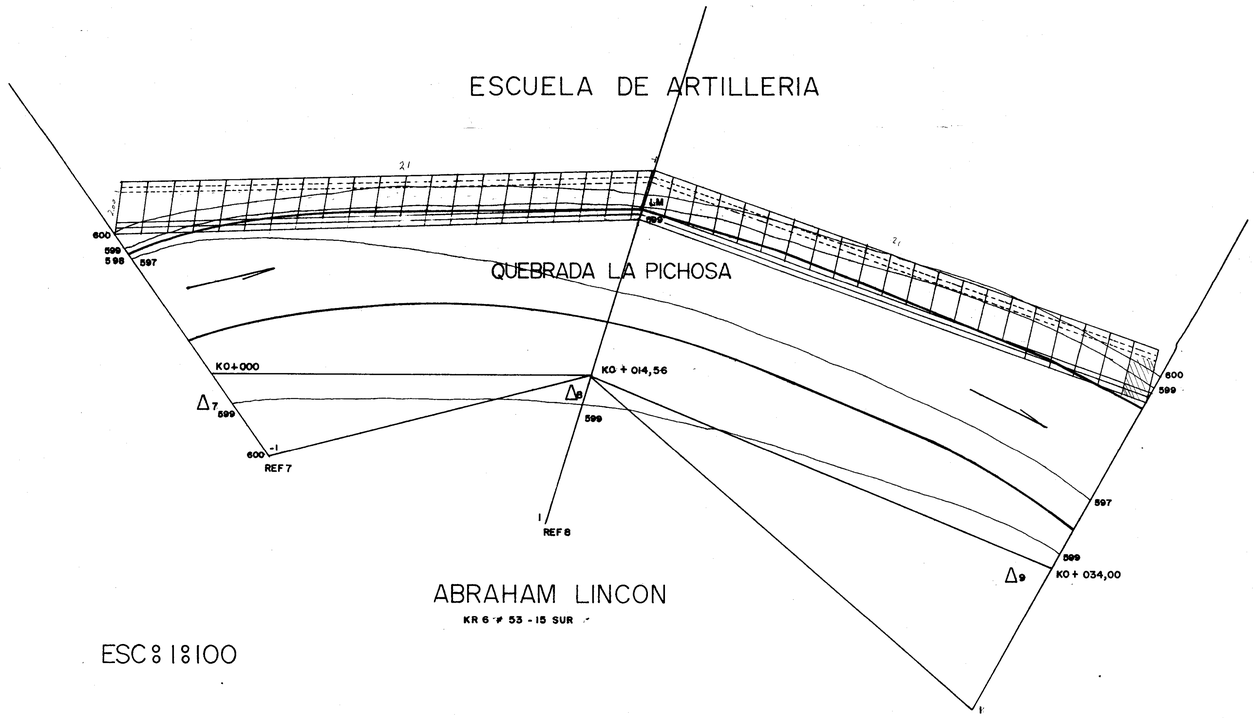
MP. 08202 – 10478 ATL – CONTRATO DE CONSULTORIA

DIBUJO V. V. R.

FECHA ABRIL / 96

ESCALA 1825

000003



ABRAHAM LINCON

KR 6 # 53 - 15 SUR

ESC: 1:100

OBSERVACIONES

DIRIGIDO

F. O. P. A. E.

FONDO PARA LA ATENCION Y PREVENCION DE EMERGENCIA

CONTIENE

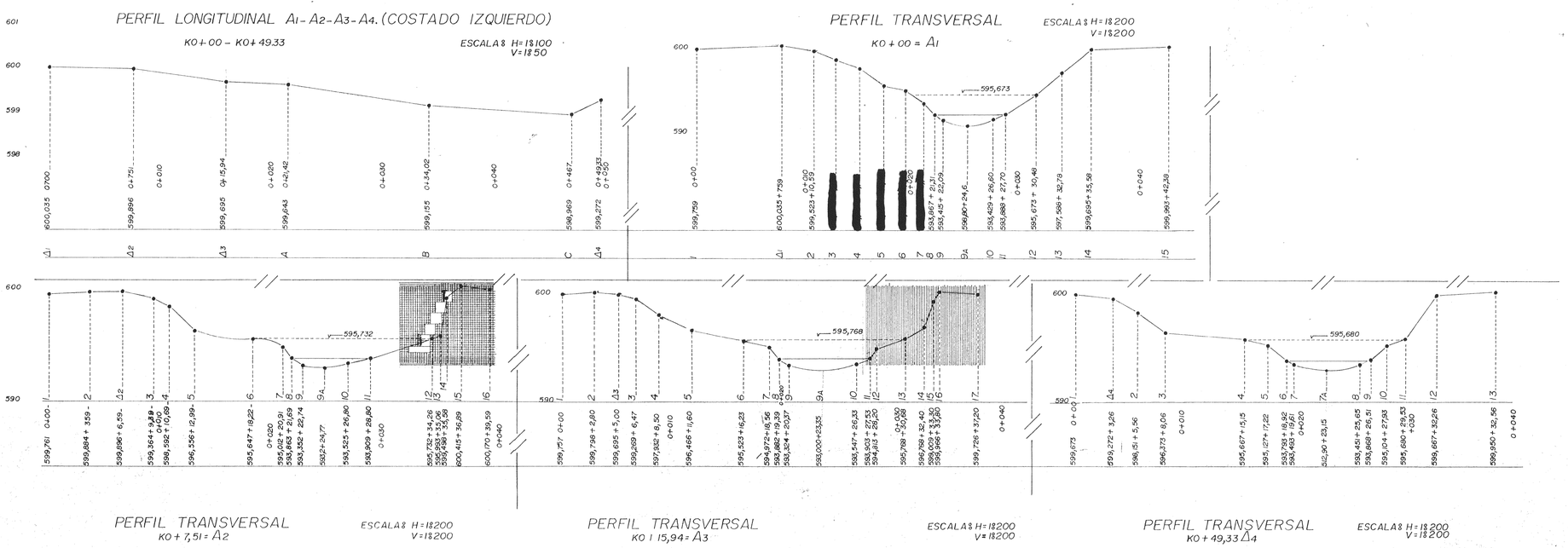
LOCALIZACION GAVIONES - BARRIO ABRAHAM LINCON

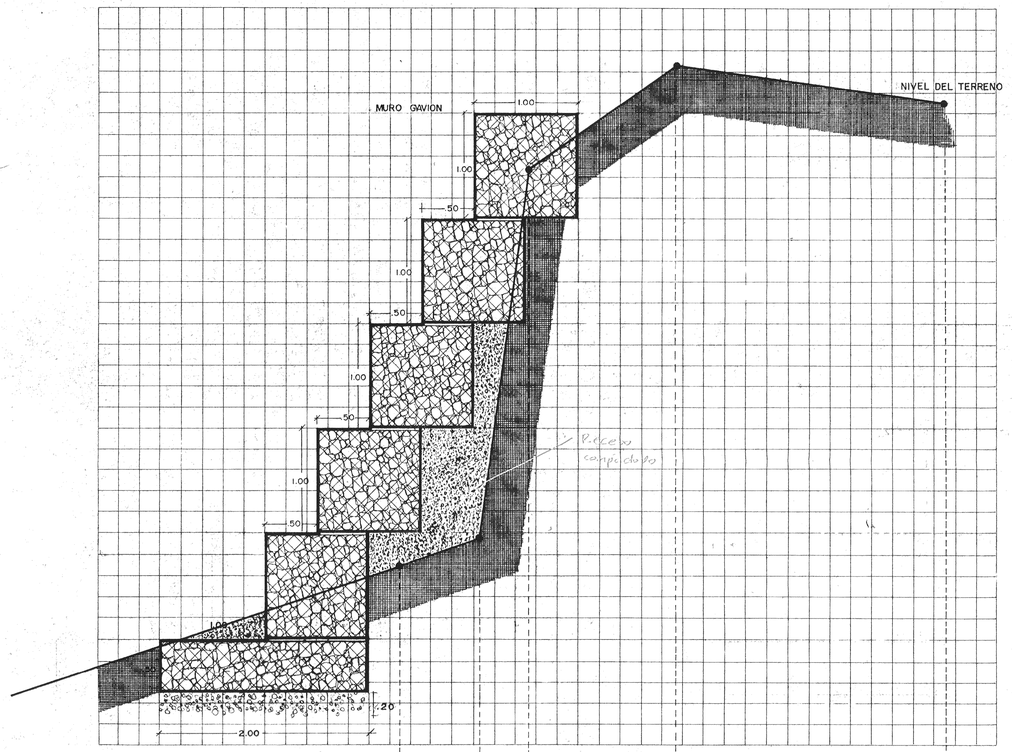
ESCALA	FECHA	DIBUJO
1:100	ABRIL / 96	V.V.R.

PEDRO JUAN NAVARRO

M.P. 08502 – 10479 ATL – CONTRATO DE CONSULTORIA

PERFILES TRANSVERSALES, PERFIL LONGITUDINAL HOMBRO IZQUIERDO DEL RIO TUNJUELITO ZONA DEL BARRIO BOITA Y VILLA DEL RIO (CALLE 57B sur # 61-11)





CONTIENE
PERFILES TRANSVERSALES, PERFIL LONGITUDINAL HOMBRO IZQUIERDO DEL RIO TUNJUELITO ZONA DEL BARRIO BOITA Y VILLA DEL RIO (calle 57 B sur # 61-11

ESCALA 1825 | FECHA ABRIL/96 | DIBUJO V.V.R.

PROYECTO
PEDRO JUAN NAVARRO
MP. 08202 - 10478 ATL - CONTRATO DE CONSULTORIA

DIRIGIDO
F. O. P. A. E.
FONDO PARA LA ATENCION Y PREVENCION DE EMERGENCIA

OBSERVACIONES

E-141,1

000012

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS FOPAE

CONTRATO Nº 1289 - 73 - 95

CONSULTOR

Ing. PEDRO JUAN NAVARRO RODRIGUEZ

Santafé de Bogotá D.C., Abril de 1996

CALCULO DE MURO EN GAVIONES

Las presiones de tierra se recomienda calcularlas empleando la teoría de Coulomb para paredes de gran rugosidad.

Para un suelo de propiedades :

ϕ = Angulo de fricción interna.

C = Cohesión.

$\wp$ = Peso unitario.

δ = Fricción suelo muro.

h = Altura del muro.

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2} \times K_a$$

Donde :

$$K_a = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

Para el diseño de muros en gaviones se supone :

⇒ Pa es horizontal.

⇒ Siempre es 90°.

⇒ Se desprecia la resistencia o disminución de presión debida a la cohesión.

⇒ No existen las presiones de agua.

⇒ Fricción suelo - Muro = ¾ ϕ del suelo.

⇒ No se tiene en cuenta la presión pasiva por la dificultad de transmisión de esta por el gavión.

Estas suposiciones se tienen en cuenta por la razón de ser el gavión una obra de comportamiento flexible diferente al comportamiento de un muro convencional.

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H= 4.00

Hombro izquierdo río Tunjuelo Barrio Antonia Santos, Fabrica de baldosines Granitex, carrera 20A calle 12 sur

A continuación se ilustra los pasos de diseño.

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37^{o} = 27{,}75^{o}.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *2,5 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 2,12Ton.*

Brazo de la base = *2,50 m. / 2* = *1,25 metros.*

w Cuerpo = *4,0 m. x1,0m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³* = *6,80Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,25 metros.*

w Suelo = *3,0 m². x 1,0 m. x 1,8 Ton./m³.* = *5,4 Ton.*

Brazo del suelo = *0,50 metros.* 1,83

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0{,}2264$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2} \times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8 \times 4,60^2}{2} \times 0,2264$$

$$Pa = 4,3113 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 4,6 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,5333 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ *(Momentos Resistentes) = w base x brazo + w cuerpo x brazo + w suelo x brazo*

$$\sum (M.\ R.) = 2,12 \times 1,25 + 6,8 \times 1,25 + 5,4 \times 0,5$$

$$\sum (M.\ R.) = 13,85 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum (Momentos\ Actuantes) = Pa \times H / 3.$$

$$\sum (M.\ A.) = 4,3113 \times 1,5333$$

$$\sum (M.\ A.) = 6{,}6106\ Ton - m.$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}0$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum (\text{Fuerzas Resistentes}) = \sum (\text{Pesos}) \times \text{Tan } \tfrac{3}{4}\,\phi.$$

$$\sum FR = (2{,}12 + 6{,}8 + 5{,}4) \times \text{Tan } (\tfrac{3}{4} \times 37°)$$

$$\sum FR = 7{,}53 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}7$$

Nota :

Al encontrar los factores de seguridad tanto entre el rango 1,5 y 2,0 ; nos permite dejar el diseño anterior como definitivo para la recuperación del talud localizado en el barrio Bosa carrera 22 A calle 12.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	406.00	1,500.00	1,552.00	3,052.00	1,239,112.00
Perfilamiento talud	M2	14.00	-	6,162.00	6,162.00	86,268.00
Piedra angular	M3	84.00	10,000.00	2,765.00	12,765.00	1,072,260.00
Membrana permeable	M2	98.00	1,000.00	493.00	1,493.00	146,314.00
Sub-total						**2,543,954.00**
A.I.U. (25%)						**635,988.50**
TOTAL						**3,179,942.50**

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H = 3,000

Barrio Abraham Lincon (Escuela de Artillería frente a la carrera 6ª Nº 53-15 Sur).

- Alternativa 1

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37° = 27{,}75°.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión , el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *2,0 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 1,70Ton.*

Brazo de la base = *1,00 metros.*

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

w Suelo = *1,50 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *2,70 Ton.*

Brazo del suelo = *0,75 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1{,}8 \times 3{,}50^2}{2} \times 0{,}2763$$

$$Pa = 3{,}05 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 3{,}50 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1{,}16 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$$\sum \text{(Momentos Resistentes)} = \text{w base x brazo} + \text{w cuerpo x brazo} + \text{w suelo x brazo}$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 1{,}70 \times 1{,}00 + 5{,}10 \times 1{,}00 + 2{,}70 \times 0.75$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 8{,}82 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum \text{(Momentos Actuantes)} = Pa \times H / 3.$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 3{,}05 \times 1{,}16$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 3{,}54 \text{ Ton - m.}$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}49$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } ¾\, \phi.$$

$$\sum FR = (1{,}70 + 5{,}10 + 2{,}70) \times \text{Tan } (¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 5{,}00 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}64$$

Nota :

Si algunos de los factores de seguridad da menor de 1.5 se requiere redimensionar el muro para darle mayor estabilidad, Si los factores de seguridad dan mayores de 2 se requiere redimensionar para ahorrar gaviones en lo posible.

- Alternativa 2

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

w Suelo = *1,50 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *2,70 Ton.*

Brazo del suelo = *0,75 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2763$$

$$Pa = 2,24 \text{ Toneladas.}$$

$$H/3 = 3,00 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,00 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$$\sum \text{(Momentos Resistentes)} = \text{w cuerpo x brazo} + \text{w suelo x brazo}$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 5{,}10 \times 1{,}00 + 2{,}70 \times 0.75$$

$$\sum \text{(M. R.)} = 7{,}12 \text{ Ton - m.}$$

$$\sum \text{(Momentos Actuantes)} = Pa \times H / 3.$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 2{,}24 \times 1{,}00$$

$$\sum \text{(M. A.)} = 2{,}24 \text{ Ton - m.}$$

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 3{,}18$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } ¾\, \phi.$$

$$\sum FR = (5{,}10 + 2{,}70) \times \text{Tan } (¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 4{,}10 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento:

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}83$$

- Alternativa 3

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y su brazo con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *1,00 m.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2763$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2763$$

Pa = 2,24 Toneladas.

H/3 = 3,00 m. / 3

H/3 = 1,00 metros.

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ (Momentos Resistentes) = w cuerpo x brazo

$\sum$ (M. R.) = 5,10 x1,00

$\sum$ (M. R.) = 5,10 Ton - m.

$\sum$ (Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.

$\sum$ (M. A.) = 2,24 x 1,00

$\sum$ (M. A.) = 2,24 Ton - m.

Factor de seguridad contra volcamiento:

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2{,}27$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum W \times \text{Tan } \tfrac{3}{4}\,\phi.$$

$$\sum FR = (5{,}10) \times \text{Tan } (\tfrac{3}{4} \times 37°)$$

$$\sum FR = 2{,}68 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}19$$

- Alternativa 4

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y del suelo con sus brazos con respecto al punto de giro.

w cuerpo = *3,0 m. x 1,0 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 5,10 Ton.*

Brazo del cuerpo = *0,70 m.* 1.00

w Suelo = *0,60 m² x 1,0 m x1,80 m.* = *1,08 Ton.* 2.70

Brazo del suelo = *0,15 metros.* 1 + 0,59 = 1.59

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2264 \quad 0,251$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1,8\times 3,00^2}{2}\times 0,2264 \quad 0,251$$

$$Pa = 1,8317 \text{ Toneladas.} \quad 2,03$$

$$H/3 = 3,00 \text{ m.} / 3$$

$$H/3 = 1,00 \text{ metros.}$$

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ (Momentos Resistentes) = w cuerpo x brazo

$\sum$ (M. R.) = 5,10 x 0,70 $5,10 \times 1,0 + 3,70 \times 0,5 =$

$\sum$ (M. R.) = 3,7320 Ton - m. 9,39

$\sum$ (Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.

$\sum$ (M. A.) = 1,8317 x 1,00 2,03

$\sum$ (M. A.) = 1,8317 Ton - m. 2,03

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2,0 \quad 4,59$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$\sum$ (Fuerzas Resistentes) = $\sum$ W x Tan ¾ ϕ.

$$\sum FR = (5{,}10 + 1{,}08) \times \text{Tan}(¾ \times 37°)$$

$$\sum FR = 3{,}2515 \text{ Toneladas.}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento :

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1{,}77$$

Por efecto de cálculo se recomienda la alternativa N° 4 por cuanto los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento cumplen satisfactoriamente.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	476.00	1,500.00	1,225.00	2,725.00	1,297,100.00
Perfilamiento talud	M2	34.00	-	4,930.00	4,930.00	167,620.00
Piedra angular	M3	102.00	10,000.00	2,450.00	12,450.00	1,269,900.00
Membrana permeable	M2	136.00	1,000.00	493.00	1,493.00	203,048.00
Sub-total						**2,937,668.00**
A.I.U. (25%)						**734,417.00**
TOTAL						3,672,085.00

DISEÑO CONSTRUCTIVO MURO EN GAVION H= 5,00

Hombro izquierdo río Tunjuelo Barrio Boitá y Villa del Río, calle 57 B sur Nº 61-11.

A continuación se ilustra los pasos de diseño.

Paso uno :

Se supone una sección de muro :

$$\delta = \frac{3}{4}\phi = \frac{3}{4} \times 37^{o} = 27{,}75^{o}.$$

Paso dos :

Se calculan los pesos del gavión y el suelo y sus brazos con respecto al punto de giro.

w base = *3,0 m. x 0,5 m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 2,55 Ton.*

Brazo de la base = *3,00 m. / 2* = *1,50 metros.*

w Cuerpo	=	*5,0 m. x1,0m. x 1,0 m. x 1,7 Ton/m³ = 8,50 Ton.*
Brazo del cuerpo	=	*1,50 metros.*
w Suelo	=	*5,0 m². x 1,0 m. x 1,8 Ton./m³. = 9,00 Ton.*
Brazo del suelo	=	*0,625 metros.*

Paso tres :

Se calcula el coeficiente Ka y la fuerza del suelo.

$$Ka = \frac{Sen^2(\alpha+\phi)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\phi+\delta)\times Sen\phi}{Cos\delta\times Sen\alpha}}\right]^2}$$

$$Ka = \frac{Sen^2(90°+37°)}{Cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{Sen(¾\times 37°)\times Sen37°}{Cos(27.75°)\times Sen90°}}\right]^2}$$

$$Ka = 0,2264$$

$$Pa = \frac{\wp H^2}{2}\times Ka$$

$$Pa = \frac{1{,}8 \times 5{,}40^2}{2} \times 0{,}2264$$

Pa = 5,9412 Toneladas.

H/3 = 5,40 m. / 3

H/3 = 1,80 metros.

Paso cuatro :

Se chequea el factor de seguridad contra volcamiento .

$\sum$ *(Momentos Resistentes) = w base x brazo + w cuerpo x brazo + w suelo x brazo*

$\sum$ *(M. R.) = 2,12 x 1,50 + 8,,50 x 1,50 + 9,00 x 0,625*

$\sum$ *(M. R.) = 22,20 Ton - m.*

$\sum$ *(Momentos Actuantes) = Pa x H / 3.*

$\sum$ *(M. A.) = 5,9412 x 1,80*

$\sum$ *(M. A.) = 10,6942 Ton - m.*

Factor de seguridad contra volcamiento :

$$\sum \frac{MR}{MA} = 2,0 \qquad 3,26$$

Paso cinco :

Se cheque factor de seguridad contra deslizamiento.

$$\sum \text{(Fuerzas Resistentes)} = \sum \text{(Pesos) x Tan } ¾\ \phi.$$

$$\sum FR = (2,55 + 8,50 + 9,00) \text{ x Tan } (¾ \text{ x } 37°) \qquad 10,80$$

$$\sum FR = 10,5488 \text{ Toneladas.} \qquad 11,50$$

Factor de seguridad contra deslizamiento:

$$\sum \frac{FR}{Pa} = 1,8 \qquad 1,24$$

Nota :

Al encontrar los factores de seguridad tanto entre el rango 1,5 y 2,0 ; nos permite dejar el diseño anterior como definitivo para la recuperación del talud localizado en el barrio Bosa carrera 22 A calle 12.

PRESUPUESTO

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Malla eslabonado triple torsión cal. 12 para gavión	M2	1,428.00	1,500.00	1,880.00	3,380.00	4,826,640.00
Perfilamiento talud	M2	42.00	-	7,395.00	7,395.00	310,590.00
Piedra angular	M3	294.00	10,000.00	3,081.00	13,081.00	3,845,814.00
Membrana permeable	M2	336.00	1,000.00	493.00	1,493.00	501,648.00
Sub-total						9,484,692.00
A.I.U. (25%)						2,371,173.00
TOTAL						11,855,865.00

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, abril de 1.996.
Consultor : Ing. Pedro Juan Navarro Rodríguez.
Entidad : F O P A E.
Obra : Cárcamo rejilla barrio El Danubio - La Paz.

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	82.00	300.00	450.00	750.00	61,500.00
Excavación y retiro	M3	26.00	-	18,500.00	18,500.00	481,000.00
Base recebo e = 10 cm.	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Tubería Gres 6" (incluye inst.)	ML	82.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	1,271,000.00
Carcamo 0.50x0.40(incl. rejilla e instalación)	ML	24.00	35,000.00	12,500.00	47,500.00	1,140,000.00
Relleno en recebo	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Rejilla 6"	UN	4.00	6,500.00	1,000.00	7,500.00	30,000.00
Sub-total						**3,383,500.00**
A.I.U. (25%)						**845,875.00**
TOTAL						**4,229,375.00**

Ver planos de diseños constructivos anexos

000040

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, abril de 1.996.
Consultor : Ing. Pedro Juan Navarro Rodríguez.
Entidad : F O P A E.
Obra : Filtro Escuela Tenerife.

Descripción	Unidad	Cantidad	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	86.50	300.00	450.00	750.00	64,875.00
Excavación y retiro	M3	42.00	-	18,500.00	18,500.00	777,000.00
Base recebo e = 10 cm.	M3	10.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	200,000.00
Geotextil (incluye instalación)	M2	87.00	1,000.00	150.00	1,150.00	100,050.00
Gravilla p'filtro (¼)	M3	28.00	30,000.00	4,500.00	34,500.00	966,000.00
Tubería 6" drenaje (incluye inst.)	ML	92.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	1,426,000.00
Canal revestido en concreto 2500 PSI	M3	5.50	86,000.00	28,500.00	114,500.00	629,750.00
Caja colector 1.15x0.80 incluye tapa	UN	1.00	75,000.00	15,000.00	90,000.00	90,000.00
Caja colector 0.80 x 0.80 incluye tapa	UN	1.00	65,000.00	15,000.00	80,000.00	80,000.00
Rejilla 6"	UN	3.00	6,500.00	1,000.00	7,500.00	22,500.00
Sub-total						**4,356,175.00**
A.I.U. (25%)						**1,089,043.75**
TOTAL						**5,445,218.75**

Ver planos de diseños constructivos anexos

000041

EROSION Y SOCAVACION EN EL CAUCE DE UN RIO

SOCAVACION DE UN RIO

Para el caso de la profundidad a la cual deben colocarse las estructuras de gaviones en un río deben tenerse en cuenta los siguientes tipos de erosión:

⇒Socavación general del cauce de las curvas

⇒Socavación en el lado exterior de las curvas

⇒Socavación por la presencia de espigos, estribos de puentes o elementos interceptores

⇒Socavación local al pie de pilas y estribos

⇒Socavación aguas abajo de embalses

⇒Socavación en el pie de estructuras de vertimiento o control del cauce

La construcción de obras de gaviones para regular los cauces de un río y/o proteger las riberas de la erosión producida por las corrientes, se ha observado, que la socavación

es la principal fuente de las fallas, que en muchos casos ha producido la destrucción total de las obras.

Por esta razón antes de diseñar las obras en gaviones dentro de un río debe estudiarse la socavación del mismo y las obras deben diseñarse para resistir estas socavaciones.

CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA DE LA CORRIENTE

El calculo se basa en lo siguiente:

Al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionarse aumenta el área de la sección y diminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionarse mas. La hipótesis principal que debe ser aceptada es que el gasto unitario en cada franja de la sección sea el mismo mientras dura el proceso erosivo. En estas condiciones es fácil determinar el valor de la velocidad media que tiene la corriente.

Considerando una franja de espesor B por lo que pasa un gasto Q se aplica la teoría de Manning.

$$\Delta Q = V \times \Delta A$$

$$\Delta Q = \frac{1}{n} S^{1/2} Ho^{5/3} \Delta B \qquad (I)$$

Donde:

S Es la pendiente

H_o Es la profundidad inicial en este plano

Se designa $\alpha = \frac{1}{n} S^{1/2}$

A medida que la erosión se produce aumenta el tirante hasta alcanzar un valor Hs, en ese caso el gasto Q se podrá expresar como:

$$\Delta Q = V_r \, \Delta A = V_r \, H_s \, \Delta B \qquad \text{(II)}$$

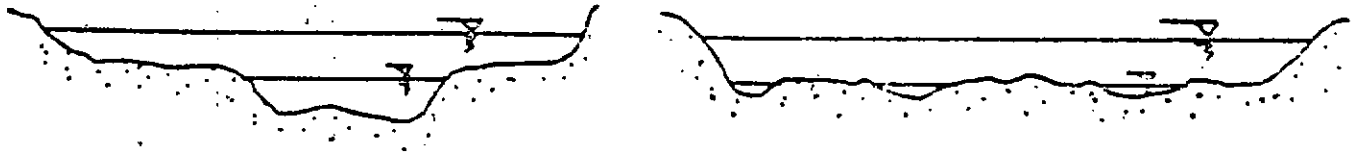
De igualar (I) y (II) se obtiene:

$$V_r = \alpha \, \frac{H_0^{5/3}}{H_s}$$

Para determinar α se toma en cuenta a toda la sección por la que va a pasar el gasto de diseño (Q_d)

$$Q_d = \frac{1}{n} \, S^{1/2} \, H_m^{5/3} \, \mu \, B$$

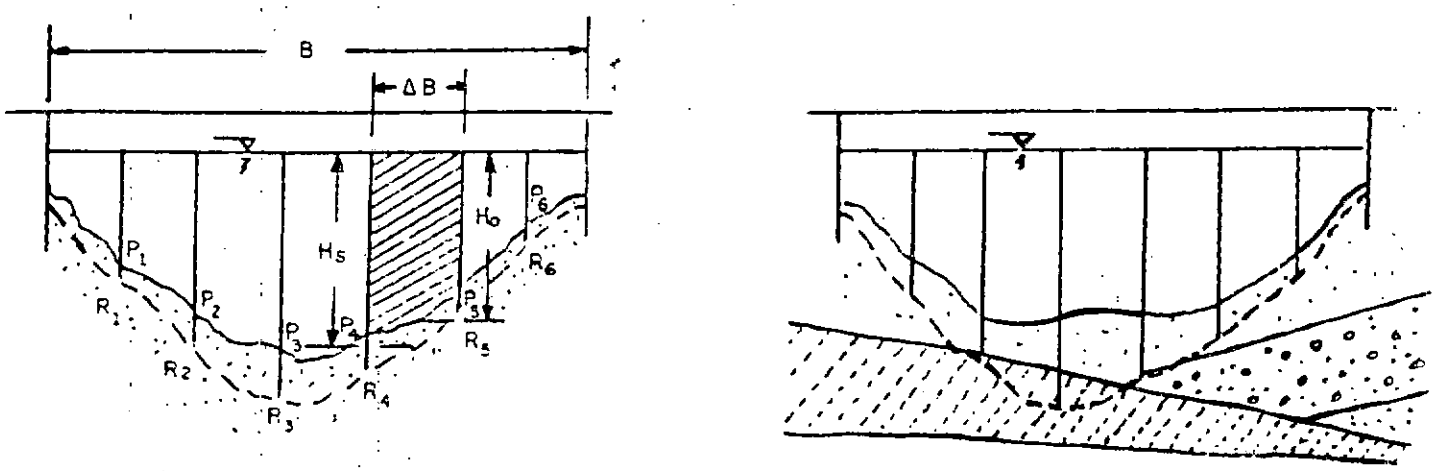
$$Q_d = \alpha \, H_m^{5/3} \, \mu \, B$$



a) CAUCE PRINCIPAL DEFINIDO

d) CAUCE PRINCIPAL INDEFINIDO

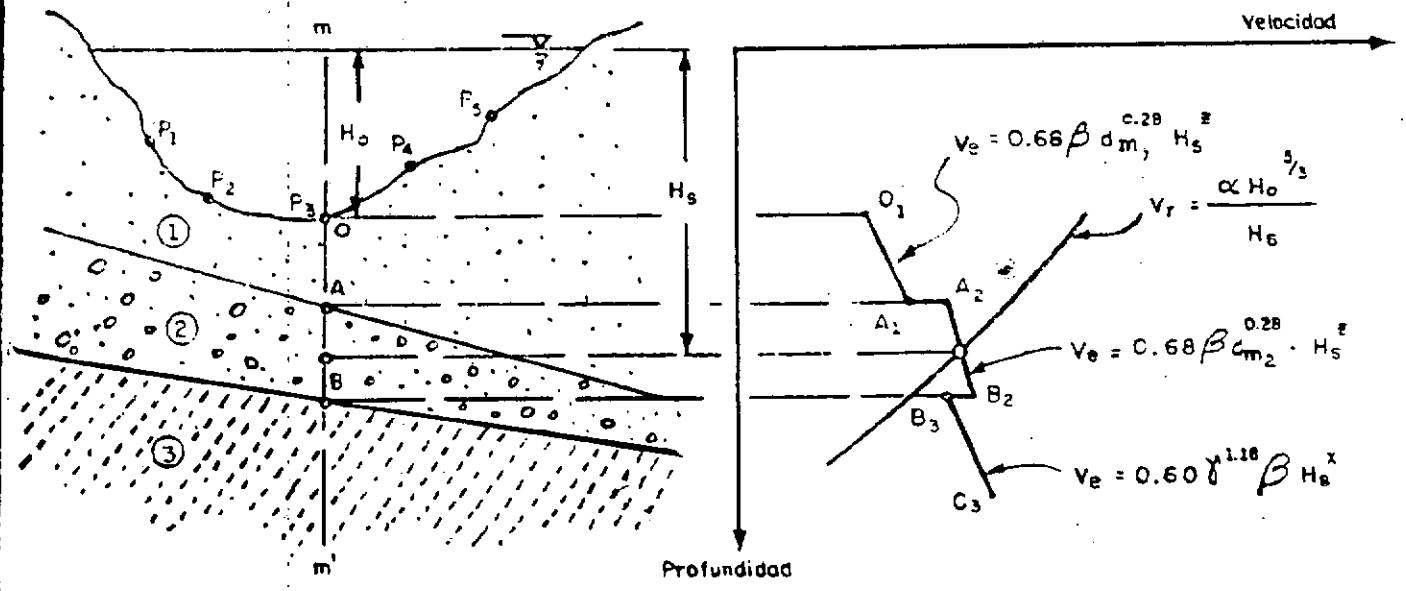
FIGURA 31 : — FORMA DEL CAUCE. —



a) DISTRIBUCION HOMOGENEA

b) DISTRIBUCION HETEROGENEA

FIGURA 32 : — DISTRIBUCION DEL MATERIAL DEL FONDO. —

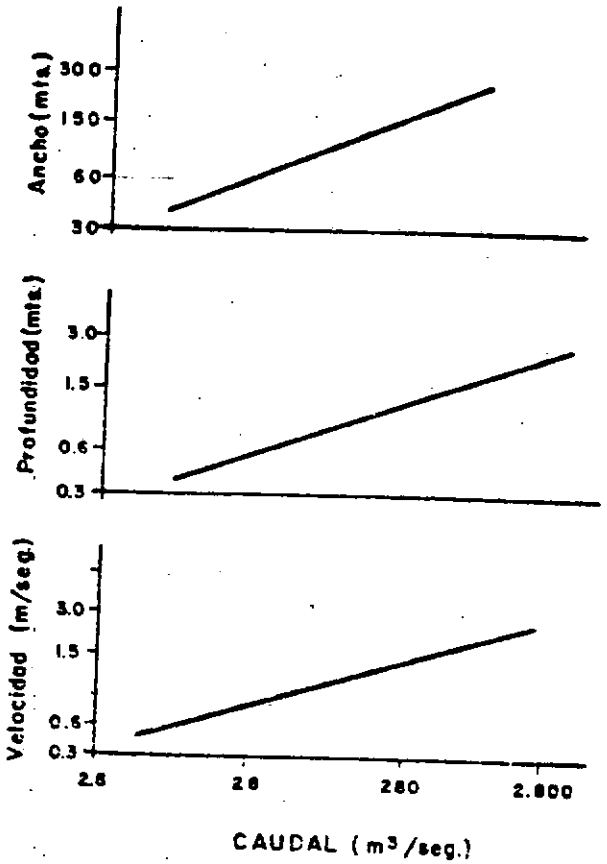


a) SECCION TRANSVERSAL

b) CURVAS Ve Y Vr CONTRA Hs PARA EL PUNTO 3

: — PROCEDIMIENTO SEMIGRAFICO PARA SUELOS HETEROGENEOS.

a)



b)

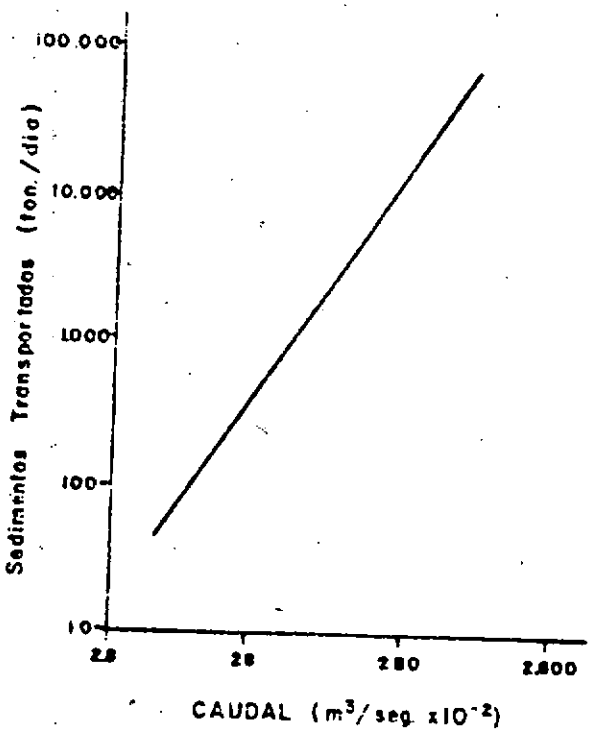
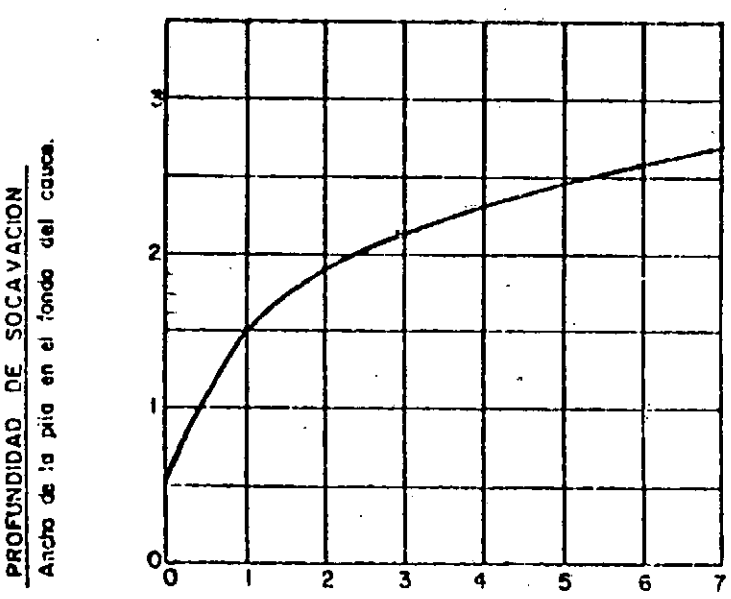
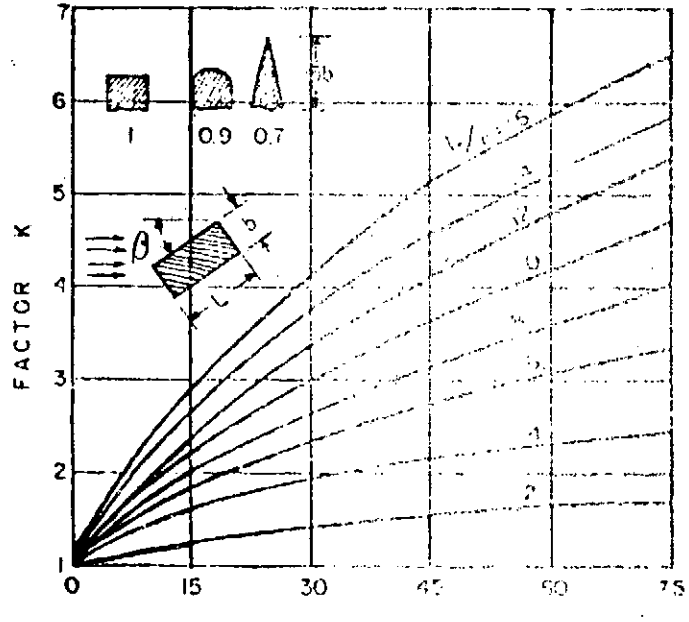


FIGURA 34 : INFLUENCIA DEL CAUDAL SOBRE LA PROFUNDIDAD Y EL ANCHO DEL CAUCE. LA VELOCIDAD DE FLUJO Y LA CARGA.

a) Pila rectangular paralela a dirección de flujo



b) Factores de corrección de profundidad de socavación según la forma de la pila y el ángulo con la dirección de la corriente.



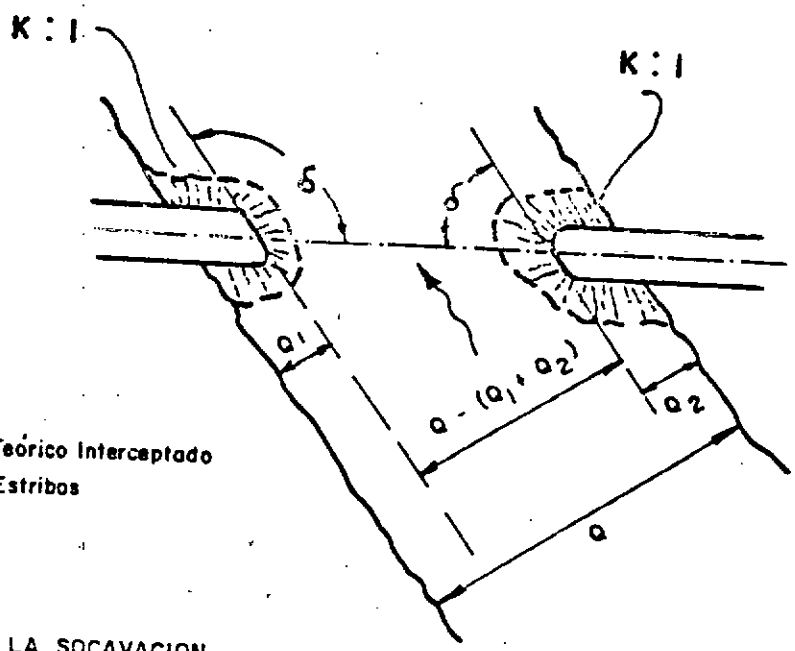
β = ángulo de ataque (grados)

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION SEGUN LAURSEN Y TOCH

000048

FACTORES PARA EL CALCULO DE SOCAVACION EN ESTRIBOS .

(TALUD DEL TERRAPLEN)



Q_1 , Q_2: Caudal Teórico Interceptado por los Estribos

PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION DESDE SUPERFIE LIBRE .

$$Sf = Pq . P_\delta . Pk . Ho$$

PROFUNDIDAD DEL FONDO SOCAVADO CERCA DEL ESTRIBO

- Ho -

B = Ancho efectivo de la superficie libre.

μ = Coeficiente de contracción (Ver Tablas)

TABLA No. 1

VELOCIDADES MEDIAS NECESARIAS PARA PRODUCIR DESGASTE m/seg.				
MATERIAL	**PROFUNDIDAD DE LA CORRIENTE m**			
	0.4	1.0	2.0	3.0
Conglomerado, marga, pizarra, caliza porosa	2.0	1.0	2.0	3.0
Conglomerado compacto, caliza laminada, arenosa masiva	3.0	3.5	4.0	4.5
Arenisca, caliza muy compacta, mármol	4.0	5.0	6.0	6.5
Granito, basalto, cuarcita	15.0	18.0	20.0	22.0

GOMEZ J. y ALVAREZ R. Comportamiento de las estructuras en gaviones. proyecto de grado UIS 1977

TABLA No. 2

COEFICIENTE DE CONTRACCION

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION EN m/seg.	LUZ LIBRE ENTRE DOS PILAS EN METROS												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.00	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.50	.94	.96	.97	.97	.97	.98	.99	.99	.99	.99	1.0	1.0	1.0
2.00	.93	.94	.95	.96	.97	.97	.98	.98	.99	.99	.99	.99	1.0
2.50	.90	.93	.94	.95	.96	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99	1.0
3.00	.89	.91	.93	.94	.95	.96	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99
3.50	.87	.90	.92	.93	.94	.95	.96	.97	.98	.98	.99	.99	.99
4.00 o mayor	.85	.89	.91	.92	.93	.94	.95	.96	.97	.98	.99	.99	.99

GARCIA M. Socavación de Cimentaciones de Puentes, II Jornadas Geotécnicas S.C.I.

A medida que aumenta la profundidad H por la erosión, V_r disminuye y el equilibrio se obtendrá cuando esa velocidad sea igual a la que daba tener la corriente para no degradar al material del fondo

(V_e).

V_e para suelos no cohesivos = $0.68\ \beta\ d^{.028}\ H_s^x$

V_e para suelos cohesivos = $0.60\ \wp_s^{1.18}\ \beta\ H_s^x$

donde:

β es un coeficiente que depende de la frecuencia con que se presenta la avenida de diseño (Ver Tabla No. 4).

d es el diámetro medio del material del fondo

H = Tirante que se ha alcanzado con la erosión en m.

x = Exponente variable (Ver tabla 3)

$\wp$ = Peso volumétrico del material seco en Ton / m3

TABLA No. 3

VALORES DE X Y Z PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\wp_d$	x	1/1+x	$\wp_d$	x	1/1+x	d(mm)	z	1/1+z	d(mm)	z	1/1+z
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.0	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79

0.93	0.47	0.66	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.0	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	5.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.0	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

GARCIA M. Socavación de Cimentaciones de Puentes, II Jornadas Geotécnicas S.C.I.

TABLA No. 4

VALORES DE β EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD DE QUE PUEDA PRESENTARSE EL CAUDAL DE DISEÑO

PROBABILIDAD (EN %) DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO	COEFICIENTE
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

SOCAVACION GENERAL

Maza define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que se toman del fondo del cauce.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida.

Según Lischetuan - Levediev las expresiones para evaluar son las siguientes:

Para suelos granulares:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 Dm^{0.28} \beta \Psi} \right]^{\left(\frac{1}{1+X}\right)}$$

Para suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 S^{1.18} \beta \Psi} \right]^{\left(\frac{1}{1+X}\right)}$$

donde:

$$\alpha = \left[\frac{Q_d}{(Hm)^{5/3} Be \mu} \right]$$

H_s = desnivel entre la superficie del agua (al pasar la avenida) y el fondo erosionado.

H_o = desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida)

H_s y H_o se miden en cada vertical donde se desee hacer el cálculo.

H_m= Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre Be.

B_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida

Q_d = Gasto de diseño.

D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.

S = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.

x = Exponente en función de D_m o según el tipo de material del fondo.

Ψ = Coeficiente. Depende de la concentración del material transportado en suspensión.

β = Coeficiente, depende del periodo de retorno del gasto de diseño.

μ = Coeficiente, depende de la contracción del cauce.

SOCAVACION TRANSVERSAL.

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río.

Se puede evaluar empleando el mismo criterio que para la socavación general o bien mediante la expresión:

$$H_t = H_o \left[\frac{B_o}{B_T}\right]^{0.642}$$

donde:

H = Tirante medio en las secciones inalterada y (o) reducida (t)

B = Anchos de la superficie libre

SOCAVACION EN LAS CURVAS

Consiste en la profundización de un canal cercano a la margen exterior de las mismas, debido a la presencia de una corriente secundaria originada por la sobre elevación del agua en el lado exterior (Fuerza centrifuga).

Ocurre en la margen exterior de una curva. La máxima profundidad varia a lo largo de la curva; generalmente se presenta del centro hacia aguas abajo de la misma.

Para calcular se puede aplicar el criterio de Altumin:

$$H_{max} = E\, H_{rec}$$

donde:

H_{max} = es la profundidad que puede ocurrir en el agua punto a lo largo de la curva.

ε = Coeficiente que depende de R/B

R = Ancho de la curva

B = Ancho de la superficie libre

Cuanto mayor es R/B menor es H_{rec}

H_{rec} = Tirante medio en el tramo recto.

SOCAVACION EN ESTRUCTURAS DENTRO DEL RIO

Es el descenso del fondo de un cauce en el extremo de una estructura unida al margen.

Ocurre generalmente alrededor del muro de la obra.

La socavación máxima medida desde la superficie del agua es igual a:

$S_t = P \times P_q \times P_K \times H_o$

donde:

H_o = Tirante aguas arriba dela obra en una sección no afectada por la erosión.

P = Coeficiente que depende del ángulo entre el eje de la obra y la corriente

P_K = Coeficiente que depende del talud del muro y lados de la estructura

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q1/ Q donde Q1 es el gasto teórico que pasaría por el lugar ocupado por la estructura (si ella no existiera) y Q, el gasto total que pasa por el río.

TABLA No. 5

VALOR DEL COEFICIENTE ψ EN FUNCION DEL PESO UNITARIO DE LA MEZCLA AGUA - SEDIMENTO

$\wp$ MEZCLA	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

TABLA No. 6

COEFICIENTE PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION EN CURVAS

B/r	1.00	0.70	0.50	0.33	0.25	0.20	0.16	0
ε_1	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
ε_2	-	-	3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.27

TABLA No 7

VALORES DE P_q EN FUNCION DEL CAUDAL INTERCEPTADO TEORICO

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.05	4.20

TABLA No. 8

VALORES DE P_δ EN FUNCION DEL ANGULO DE INCLINACION Z

δ	30	60	90	120	150
P	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA No. 9

VALORES DE P_K EN FUNCION DEL TALUD k

k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_K	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

PROTECCION DE RIVERAS

PROTECCION DE RIVERAS

Los gaviones se han empleado con mucha frecuencia para la protección de las orillas de los ríos. Su facilidad de acomodo los convierte en la estructura ideal en estos casos.

La socavación de un cauce puede alcanzar valores muy altos que destruyan las estructuras en gaviones. Se hace necesario hacer un diseño tal que cumpliendo a cabalidad su función protectora permita garantizar su estabilidad.

Dentro de los elementos en gaviones para la protección de orillas se presentaran los siguientes:

⇒ Muros de rivera

⇒ Recubrimientos de taludes

⇒ Espigos

MUROS EN RIBERAS DE RIOS

Un muro de ribera esta conformado por un voladizo aparente de cimentación el cual debe proyectarse hacia el río a fin de evitar la socavación del muro propiamente dicho el cual se apoya sobre este manto de protección.

El muro esta compuesto generalmente por unidades de un metro de altura, amarrados a la cimentación. El diseño de estabilidad del muro se realiza de la misma forma como se indico en tablas anteriores.

El revestimiento de la ribera debe ser la suficientemente resistente para soportar el ataque del agua. Debe estar lo suficientemente bien cimentado para impedir la socavación y lo suficientemente flexible para conformar los cambios posibles en el cauce.

VOLADIZO APARENTE

Para evitar la socavación debajo del cuerpo de la estructura algunos ingenieros emplean el voladizo aparente que consiste en una ampliación lateral de las bases de fundación hasta de 2 veces la profundidad de las socavaciones calculadas. Este voladizo debe hacerse con cantos pequeños y de poco espesor (30 a 50 cm) para asegurar una flexibilidad alta que permita el acomodamiento del voladizo al cauce socavado. Este voladizo quedara enterrado al producirse el proceso de resedimentación del cauce al final de la avenida.

El relleno del voladizo aparente debe contener cantos de 8 a 12 cm de diámetro para facilitar su deflexión sin ruptura. Si ocurre socavación el gavión se adherirá a al superficie del terreno hasta que cesa la erosión.

No se requiere excavación para la instalación del voladizo aparente.

En ningún caso debe emplearse espesores de gaviones inferiores a 10 cm.

ESPIGONES - CARACTERISTICAS GENERALES

El objetivo de un espigón es desviar la corriente del río alejándose de la orilla, impidiendo la erosión de la ribera y facilitando la sedimentación de materiales.

Un espigón consta de cuatro elementos así;

1) El morro o punta del espigón, el cual constituye el punto critico para su socavación por la concentración de corrientes y la velocidad del agua en este punto.

2) La socavación de la cimentación del morro dependen de la sección del río, con o sin espigones, y de la inclinación de los taludes.

3) La cresta puede ascender hacia la orilla o ser horizontal además puede ser sumergida o levantada con respecto al nivel de agua de diseño. Si la cresta es desbordable debe proveerse de un sistema de protección contra la socavación en el lado aguas abajo.

4) Anclaje, depende de la situación real del sitio ante la posibilidad de que el agua pase por detrás del espigón.

5) Cimiento, es el factor que determina la durabilidad del espigón. El cimiento a su vez esta constituido por la fundación propiamente dicha y de un voladizo aparente como protección contra la socavación.

los espigones en gaviones son permeables y permiten el paso de ciertos caudales.

La cimentación se construye generalmente en plataformas de 50 cm y se hace necesario hacer un estudio de la socavación, el anclaje alcanza dos veces el ancho del espolón como base de trabajo.

El escalonado natural se construye con pendientes 1:1 o 1:2 la corona se deja por lo general de 2 metros.

La altura del morro o cabeza debe estar al menos 30 cm por encima del nivel de aguas máximas.

Los espigones se emplean para protección de las riberas de los ríos en el caso del golpeo de las corrientes del río contra los taludes de las riberas.

Los espigones se colocan generalmente a intervalos de 4 a 6 veces la longitud de las secciones individuales. Se recomienda un mínimo de 3 espigones para resultados efectivos.

Un espigón a 90 grados protege en forma similar los lados aguas abajo y arriba del espigón pero inclinado hacia aguas abajo protege mas el banco aguas abajo. Lo mismo ocurre hacia aguas arriba. Para evitar barrida de los espigones deben profundizarse los espigones tanto sea posible dentro del fondo del río.

Un espigón de alta flexibilidad va adaptándose al terreno a medida que se produce la socavación. La obra cede en la parte erosionada, se flexiona y adopta la nueve forma del terreno. Puede ocurrir sin embargo, que la flexibilidad del espigón no sea lo suficientemente alta y tienda a romperse por flexión para ser arrastrada por el río, o que la fuerza de la creciente sea tal que arrastre totalmente el espigón. Ha ocurrido un numero muy alto de fallas de este tipo que justifica un replanteo total de los sistemas de

análisis, diseño y construcción empleados. Para evitar la destrucción y/o arrastre de los espigones deben tenerse en cuenta las siguientes características:

1) Conocimiento del régimen hidráulico del río
2) Cálculos de socavación del cauce con el espigón
3) Diseño hidráulico del espigón
4) Diseño de una cimentación con la profundidad adecuada
5) Diseño estructural (Resistencia y flexibilidad) del espigón.

El espigón no debe causar un cambio brusco en la dirección de la corriente sino por el contrario producir un cambio suave.

Los espigones son efectivos solamente si el espaciamiento entre ellos no es muy grande.

El manual de Gaviones de Bakaert recomienda espaciamientos en la ribera que no excedan 1.5 veces al ancho normal entre los morros y no excedan 1.5 veces la longitud del espigón; esta distancia aumenta gradualmente hacia la curvatura hasta 3 o 5 veces la longitud.

Si se colocan a ambos lados del río deben colocarse con sus cabezas una frente a la otra para evitar el zig - zag de la corriente lo cual reduciría el efecto de los espigones.

DISEÑOS DE ESPIGONES

Los puntos mas importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

1) Localización en planta. Radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
2) Longitud de los espigones
3) Separación de los espigones
4) Pendiente de la corona
5) Angulo de orientación respecto a la orilla
6) Permeabilidad del espigón. Material de construcción
7) Socavación en la curva, y socavación local en el extremo del espigón

1) LOCALIZACION EN PLANTA

Al proyectarse una obra de defensa ya sea respetando la orilla actual; o bien, en una margen nueva (al hacerse una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas dibujar una línea paralela al eje, a la cual llegaran los extremos de los espigones.

La longitud de cada espigón, estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas, es decir el ancho B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente, el cual tomara en cuenta si el tramo será navegable, el cambio de dependiente si se rectifica el río.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible, que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río tengan la longitud R siguiente:

$$2.5\,B < R < 8\,B$$

Cuando la curva es uniforme (rectificación) todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y por lo tanto la separación entre ellos es la misma.

Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga en base a espigones trabajara eficientemente. Si los radios de curvatura son menores, la separación de los espigones disminuye y económicamente es preferible construir una defensa marginal apoyada a la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios dentro de la curva y no todos los espigos trabajan eficientemente.

Cuando solo se desea proteger las orillas actuales de un río, y no es posible hacer trabajos de rectificación, la línea que une los extremos de los espigones deberá trazarse lo mas uniformemente posible, aunque no necesariamente tendrá un radio único.

2) LONGITUD DE LOS ESPIGONES

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que esta dentro de la margen y la segunda la que esta dentro de la corriente.

3) LONGITUD DE TRABAJO

La longitud de trabajo, medida sobre la corona, se selecciona independientemente y se hace comprobado que conviene que este dentro de los limites siguientes;

$$h \leq L_t \leq B/4$$

en donde:

B ancho medio del cauce.

H tirante medio; ambos para el gasto dominante.

L_t longitud de anclaje o empotramiento

Los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje; es decir, sin que penetren dentro de la margen, apoyados únicamente a la orilla. La máxima longitud de empotramiento es igual a Lt/4.

4) SEPARACION DE LOS ESPIGONES

la separación entre espigones se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende primordialmente de la longitud del espigón de aguas arriba de su orientación y de la localización de la orilla. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación del espigón respecto a la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9 grados a 11 grados.

5) SEPARACION EN TRAMOS RECTO

Cuando se requiere construir espigones en tramos rectos y sin empotramiento en la margen, la separación deberá ser:

α	**separación S_p**
90 g. a 70 g.	(5.1 a 6.3) L_t, (5.2 a 6.4) L_{to}
60 g.	(5 a 6) L_t, (5.7 a 6.9) L_{to}

6) SEPARACION DE CURVAS

La separación S_p, entre espigones colocados en curvas, conviene encontrarla gráficamente como se indica en la figura, si la curva es regular y tiene un único radio de curvatura la separación que se ha probado con buenos resultados es S_p = (2.5 a 4) L_t. Para radios de curvatura mayores de 4B se han usado separaciones de 4 L_t. Si la curvatura es irregular o con un radio de curvatura pequeño la separación, entre espigones necesariamente debe encontrarse en forma gráfica. Al mismo tiempo quedan fijadas a sus longitudes y se escogen sus ángulos de orientación.

7) ELEVACIONES Y PENDIENTES DE LA CORONA

Se han construido espigones sin pendiente longitudinal (S = 0) hacia el centro del cauce y con pendiente de 0.02 a 0.25. Experimentalmente se han probado espigones con cresta horizontal y con pendientes de 0.1 a 0.5 y 1.

Los espigones deberán construirse con pendientes hacia dentro del río. Deberán inclinarse a la elevación de la superficie libre correspondiente al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cms sobre el fondo actual; con ellos se logran pendientes de 0.05 a 0.25. Los espigones construidos con pendientes longitudinales de 0.1 o mayores han proporcionado mas favorablemente el deposito de sedimento entre ellos y han resultado mas económicos.

8) ORIENTACION DE LOS ESPIGONES

Los espigones pueden ser dirigidos hacia aguas abajo o aguas arriba o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que

forma hacia agua abajo, el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla en el punto de arranque.

En un tramo recto, en una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo de 70 grados con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y aun mas si tiene un radio de curvatura menor de 2.5 B, los ángulos de orientación serán menores de 70 grados y pueden alcanzar valores hasta de unos 30 grados.

9) SOCAVACIONES LOCAL EN LOS ESPIGONES

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre si (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad de la corriente es mayor 50 cm/seg conviene recubrir el fondo sobre el que descansara el espigón, con una capa de 30 cm de espesor y después construir el espigón de la orilla hacia dentro del cauce. De no colocar ese piso que evita la socavación local, durante la construcción, se necesitaran mayores volúmenes de material. La socavación local en el extremo del espigón deja de tener importancia si el espigón se construye con una fuerte pendiente longitudinal.

REVESTIMIENTO DE RIVERAS.

Consiste por lo general de un voladizo dentro del agua y de una serie de gaviones colocados sobre la ribera. Esta debe cubrir la ribera hasta el nivel de aguas máxima. Se emplean gaviones de 30 a 50 cm. de espesor con cantos pequeños. Si existen curvas muy fuertes o caudales grandes pueden requerirse espigones par alejar las corrientes de la orilla.

El espesor de la capa de gaviones debe ser al menos igual a dos veces el espesor de los cantos empleados.

Debajo del gavión es conveniente colocar una capa de filtro de transición o una tela permeable de polipropileno, a fin de evitar la erosión de los materiales debajo del gavión. Normalmente una capa de 30 cm. de gaviones es suficiente par taludes de pendiente no superior a 2 : 1 (26°30´) siempre y cuando no haya afloramiento de agua ni causas para la inestabilidad profunda del talud.

El espaciamiento de los contrafuertes depende de la naturaleza del talud y puede variar entre 3 y 7 m.

Si el talud es inferior a 2 : 1 se emplean gaviones de 0.30 y es mayor, gaviones de 0.50 (talud 1 : 1) hasta de 1 m. en taludes superiores a 1 : 1.

Par taludes muy largos debe aumentarse el espesor del gavión en el pie en tal forma que su cimentación sea capaz de resistir la fuerza lateral del revestimiento.

PROTECCION CONTRA OLEAJE.

La rugosidad de la superficie del gavión permite la disipación de la energía de las olas. Par estos casos se pueden emplear revestimiento de gaviones de 30 a 50 cm. o una combinación de los dos espesores.

El pie de los colchones debe estar protegido con un gavión y debajo del colchón debe colocarse un filtro o una tela permeable de polipropileno. Si desea gran rugosidad debe emplearse cantos de hasta 20 cm. de diámetro proveyendo una colocación que produzca un gavión compacto y pesado.

REVESTIMIENTO DE CANALES.

1) Tipos de revestimiento.

Se considera importante distinguir entre las siguientes.

a. Revestimiento en seco.

b. Revestimiento bajo agua.

c. Revestimientos impermeabilizados.

Los revestimientos en seco se colocan en taludes que varían de 1 : 1.5 a 1 : 2 de acuerdo a la calidad del suelo.

El espesor del revestimiento varia con el gradiente y la velocidad de la corriente así :

Velocidad en m / seg.	Espesor en metros.
0.9 a 1.8	**0.15**
1.8 a 3.6	**0.15 a 0.25**
3.6 a 4.5	**0.25 a 0.30**
4.5 a 5.4	**0.30 a 0.50**

Si existe la posibilidad de pequeños deslizamientos emplear gaviones de espesor mayor de 0.50.

Los revestimientos que se coloquen bajo el agua tienen dificultades de colocación y se recomienda armarlos sobre remolcadores acuáticos e irlos desplazando hasta el sitio definitivo.

2) Cobertura con arena asfalto.

En Europa se emplean capas de arena asfalto par recubrimiento de los gaviones ; disminuyendo la permeabilidad, la erosión bajo el revestimiento y protegiendo contra la corrosión y abrasión.

La mezcla preparada en proporción 1 : 5 a 1 : 4 se coloca a una temperatura aproximada de 150°C.

El peso total de material por metro cuadrado de gaviones depende del espesor del gavión así :

Espesor en cm.	Relleno Kg / cm^2	Cantidad de Recubrimiento Impermeabilización Kg / cm^2
15	60 a 90	120 a 140
17	80 a 100	130 a 150
25	100 a 130	200 a 240
30	120 a 150	240 a 280
50	150 a 200	400 a 450
100	200 a350	700 a 800

El espesor de estos recubrimientos será el siguiente :

Velocidad de la corriente m / seg.	Espesor m.
1.5 a 2.5	0.15
2.5 a 4.5	0.15 a 0.25
4.5 a 6.0	0.25 a 0.30
6.0 a 7.0	0.30 a 0.50

Esta capa puede colocarse bajo el agua hasta una altura de agua de 2.0 m. Par más de 2.0 m. se requiere una conducción bajo el agua.

La mezcla se prepara en compartimientos en tierra y luego se vierte empleando sistemas convencionales.

Existen además equipos especiales par colocación de revestimientos bajo el agua.

3) Diseño de canales revestidos.

La situación de flujo uniforme se indica en la siguiente figura. Para el diseño se emplean diferentes fórmulas. Las más empleadas son la de Bazín y la de Manning - Strickler.

Coeficientes de resistencia (X) = $\frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ (Bazin)

(X) = c $R^{1/6}$ = $\frac{1}{n}$ $R^{1/6}$ (Manning)

En las tablas adjuntas se indican los valores de γ, n y R par cada caso.

TABLA No. 10

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD (Canales revestidos)

Paredes del Canal	γ ($m^{1/2}$)	n ($m^{-1/3}$-seg)
Gaviones rellenos de arena asfalto, superficie lisa	0.36 a 0.46	0.0158 a 0.0172
Gaviones rellenos de arena asfalto, superficie algo rugosa	0.75	0.0200
Gaviones no rellenos	1.0 a 1.5	0.0222 a 0.0270
Sin recubrimiento cauce irregular	1.5 a 1.75	0.0270 a 0.0303

FILTROS PAR GAVIONES.

En los EE.UU. se están empleando las telas de polipropileno permeables (conocidos también como geotextiles) como protección de filtro par el suelo detrás de los gaviones.

Estos elementos impiden el paso del suelo, permitiendo el paso del agua, dándole estabilidad contra la erosión y al mismo tiempo previniendo la formación de presiones hidrostáticas.

Podría resultar más económico el empleo de una capa de grava o arena gruesa que sirva de filtro.

MUROS DE ATRAPE DE SEDIMENTOS.

Estos muros van en la dirección de la corriente pero bien dentro del cauce. Son conectados hasta la orilla con contrafuertes que impiden que el flujo pase por detrás.

A veces a las paredes se les dejan orificios par que el agua entre y deposite sedimentos dentro de los cubículos.

Este sistema conduce mejor la corriente que los espigones pero debe diseñarse cuidadosamente par evitar el arrastre de la estructura.

Es recomendable especialmente par cauces muy anchos cuando se requiere la recuperación de las orillas.

MICROZONIFICACION DE RIESGO BARRIO DANUBI0 AZUL

LOCALIZACION

El área de estudio que comprende el barrio Danubio esta localizada al sur-oriente de la ciudad de Santafé de Bogotá Distrito Capital.

El barrio Danubio tiene un área calculada de 312.288.44 m2.

ANTECEDENTES

Dentro de los estudios realizados podemos citar los siguientes:

CONVENI0 200 - 86 D.A.P.D. - INGEOMINAS: Clasificada como VBM ZONA DE MUY ALTO RIESGO Y III M RIESGO MEDI0.

La zona VBM se caracteriza por la presencia de cárcavas y deslizamientos en roca. El mecanismo de falla más frecuente, corresponde a la caída de bloques y fallas planares, paralelamente para la zona IIIM, en la cual se enmarca también el barrio, se caracteriza por presentar carcavamiento y deslizamientos activos y potenciales.

RECOMENDACIONES:

ZONA VBM

⇒ Evitar la proliferación de canteras

⇒ No permitir que los cortes se hagan paralelos a los rumbos de la estratificación y al buzamiento.

⇒ Evitar colocar estructuras sobre las cárcavas.

⇒ Reforestación.

ZONA IIIM

El uso inadecuado del suelo puede agudizar el fenómeno de la erosión

ANALISIS: Dada la escala y generalidad del Estudio el calificativo de " riesgo muy alto y riesgo medio" no tiene una implicación para el riesgo del barrio, el cual puede ser definido como resultado del estudio microzonificación y precisado luego los análisis de estabilidad que se realicen posteriormente.

El análisis de Ingeominas se enmarca la zona entre una cartografía de zonas de carcavamiento, aunque estas cárcavas corresponden a cauces naturales, pero que se encuentran activos con fenómenos degradacionales. Se presenta una zona de deslizamiento en la parte baja del Danubio, esto necesitaría de un análisis más detallado con el fin de encontrar características de este tipo de movimiento de remoción en masa. Aunque en general la zona se encuentra declarada como de muy alto riesgo.

MORFOLOGIA Y DRENAJES

Para el barrio Danubio las zonas de muy alta pendiente se enmarcan en el drenaje de la parte sur y los limites con el barrio La Paz, las otras zonas no presentan las pendientes mostradas puesto que se han realizado rellenos con el fin de urbanizar al igual con el intervalo de pendientes altas (50%-75%), aunque son de su posterior análisis por resultar de un peso muy alto en la zonificación de amenazas. Las pendientes medias (25 % - 50 %) se ubican en la parte nororiental del barrio y corresponde a un 20 % del área del barrio; debidas a la concavidad de la ladera natural. Las pendientes bajas (12 % - 25 %) corresponden a los primeros cambios al pie de la ladera y cubren un área del 25% . Las pendientes muy bajas (0 % - 12 %) corresponden a la parte baja de la concavidad y cubre un área del 45%.

DRENAJES

El barrio Danubio es atravesado por tres ramales principales, los cuales son utilizados actualmente como canales receptores de aguas negras, uno de los cuales fue encausado por la calle 56 sur.

El patrón de drenaje es de tipo paralelo, consecuente.

En las fotografías aéreas antiguas (1980), antes del establecimiento del barrio se evidenciaban importantes rasgos de inestabilidad, que causaban carcavamiento movimientos en el sentido de la ladera.

En el barrio Danubio se presentan zonas verdes con evidencias de carcavamiento potencial.

En este barrio se muestra la calle principal (calle 56 sur) con un encausamiento de un drenaje sin ningún tipo de control . El resto del barrio presenta viviendas formales en su mayoría de una sola planta con un evidente alto grado de vulnerabilidad

MAPA DE ZONIFICACION DE AMENAZAS

Con el termino amenaza se quiere definir la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno de remoción en masa de manera natural o inducido que cauce indistintamente daños a viviendas, personas, vías, obras civiles. etc.

De las diferentes variables o mapas temáticos que pueden tener un peso importante en la evaluación de la estabilidad de la zona de estudio se determino y de acuerdo a las limitaciones de tiempo y presupuesto los de mayor incidencia cuales son: pendientes, geología - geomorfología, uso actual de la tierra y finalmente la afectación por drenajes.

Cada uno de estos mapas temáticos contienen diferentes unidades llamadas clases, las cuales son calificadas de acuerdo a su peso que determina el grado de susceptibilidad a los movimientos de remoción en masa; como un valor de peso igual a 1 , determina una muy baja a nula influencia de la dinámica de inestabilidad, en tanto que un peso de 5 tiene una muy alta relación en este evento. Finalmente el grado de susceptibilidad de las diferentes clases se califica en el rango comprendido de 1 a 5, valores que fueron dados por la experiencia en el manejo de estos parámetros.

Como resultado de la superposición de planos temáticos, se obtienen áreas geotécnicamente homogéneas, con valores de susceptibilidad comprendidos entre I a 20, como respuesta a la sumatoria de los mapas base. La metodología final en la microzonificación de amenazas, consiste en una conversión de valores según se muestra a continuación:

PESO O SUSCEPTIBILIDAD	CALIFICACION
1-4	MUY BAJA O NULA
5-8	BAJA
9-12	MEDIA
13-16	ALTA
17-20	MUY ALTA

Los términos muy alta, alta y media amenaza tienen una connotación relativa a unos puntos específicos del barrio y no unas implicaciones de carácter absoluto para la totalidad del barrio. El barrio como tal no se encuentra en situación de amenaza, sino que presenta amenazas en puntos muy localizados.

La zonificación geotécnica de amenazas es el resultado del cruce de mapas temáticos teniendo en cuenta los factores, las clases y subclases que intervienen en el análisis: pendientes, geología, uso actual y drenaje. El principio se fundamenta en que el valor de la imagen resultante (amenaza) será el promedio aritmético de las clases y subclases de los anteriores parámetros obteniendo los siguientes grados de amenaza.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para la situación especifica del barrio en mención, el riesgo de primer orden encontrado, solo podrá ser eliminado o mitigado con el adelanto de las obras y actuaciones resultado de los estudios de estabilización, si los factores de amenaza y riesgos se mantienen inalterados.

Las recomendaciones generales que se realizan deberán ser precisadas y complementadas en los estudios de estabilización que se realicen posteriormente.

RIESGOS Y CAUSAS

La originada por un antiguo frente de explotación, y se encuentra localizada en el lindero occidental del área de interés, donde se observa un talud vertical , constituido por niveles arcillolítico caolinizados. El continuo vertimiento de aguas superficiales ablanda y genera carcavamiento en la superficie expuesta del talud

La originada por erosión muy severa y carcavamiento del cauce en si, y de las laderas adyacentes, que en la actualidad son utilizados como canales receptores de aguas negras. Es evidente la erosión concentrada que se manifiesta en los tres canales principales que pasan por el sector. Contribuye notablemente en la inestabilidad la presencia de asentamientos subnormales los cuales realizan movimientos de tierra, en los bordes de los taludes, para realizar las cimentaciones, y a la vez descargan las aguas negras, sobre la superficie de los laderas del cauce y en la base eliminando en éstos el so porte lateral, mas si se tiene en cuenta la sobrecarga con las viviendas allí existentes.

MITIGACION DEL RIESGO

Para la mitigación del riesgo se tendrán en cuenta las siguientes medidas de carácter preventivo y correctivo a nivel general.

⇒Evacuación definitiva de las viviendas a zonas con menor grado de riesgo.

⇒Levantamiento topográfico detallado de las regiones críticas.

⇒Sondeo geotécnico de las zonas críticas para determinar condiciones de estabilidad modo de falla, caracterización físico - mecánica de los suelos y rocas, tipo de materiales, capacidad de soporte de los suelos, para el diseño final de las obras civiles a realizar.

⇒Reconfirmación de los taludes que bordean los sistemas de drenaje existentes al interior del barrio, dándoles un menor grado de inclinación, cuando las condiciones de altura de los taludes lo permitan (<10 mts), y también diseñar y construir un sistema de escalonamiento lo suficientemente compacto, cuando las condiciones de altura del talud así la exijan (> 10 mts) Manejo técnico de aguas superficiales, mediante cunetas y filtros en el sentido de la pendiente con sus respectivos disipadores, con entrega a la zanja interceptora debidamente revestida para ser directamente descargada a los canales naturales, los que sirven en la actualidad como canales receptores de aguas negras.

⇒Construcción de entregas de aguas servidas a los drenajes por medio de tuberías y estructuras escalonadas que eviten completamente la erosión sobre las laderas.

⇒Escalonamiento en concreto pobre, en los sectores de altas pendientes del barrio y disponer de estructuras hidráulicas perimetrales que permitan drenar las aguas lluvias y entregarlas a los canales receptores.

⇒Dentro de las obras de primera prioridad se encuentran las acometidas de acueducto y alcantarillado oficial.

⇒Emprender un programa ambiental.

No permitir la construcción en áreas aledañas al cauce de los canales naturales, otorgándoles un uso como zona de protección, así mismo se declararan con un uso diferente (zonas verdes), aquellos sectores que no tengan aptitud urbanística.

ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LA ACCION SOCAVANTE DE LAS QUEBRADAS.

Se deberá prestar atención a las siguientes actuaciones:

Muros de contención: Para el área de estudio se puede implementar una gran variedad pero siguiendo las siguientes reglas:

⇒En donde haya poco espacio y se tenga deslizamientos, o en situaciones en condición de falla en zonas de muy alta vulnerabilidad, se hace necesario implementar un muro en concreto armado el cual debe estar diseñado teniendo en cuenta las condiciones de cimentación y las presiones adicionales a que sea sometido. Es muy importante analizar las condiciones de drenaje así como los filtros que se deben utilizar.

⇒Para protección de cauces se preferirán los muros en gaviones en los que es muy importante la cimentación, el armado y el material a ser utilizado. Se debe aceptar

un pequeño margen de deformación, sin llegar a situaciones criticas de falla. Los muros en gaviones no son recomendables para alturas mayores de cinco metros.

Pilotes: Consiste en la colocación vertical de pilotes con separaciones pequeñas o en forma continua. En este método es muy importante conocer la superficie de falla y determinar el espaciamiento entre pilotes. Se recomienda en sitios donde no sea posible grandes movimientos de tierra, y en sitios con arcillas muy blandas y deslizamientos muy rápidos.

Estas obras deben ir complementadas con sistemas de drenaje.

Reconformación de los taludes que bordean los sistemas de drenaje existentes al interior del barrio, dándoles un menor grado de inclinación, cuando las condiciones de altura de los taludes la permitan (<10 mts), y/o diseñar y construir un sistema de escalonamiento compacto.

ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LOS PROCESOS DE EROSION ANTROPICA EN LAS MARGENES DE LA QUEBRADA.

Se deberá prestar atención a las siguientes actuaciones:

⇒No permitir que los asentamientos tengan lugar en cercanías a los cauces naturales teniendo en cuenta el efecto de la sobrecarga sobre los taludes que bordean la quebrada.

⇒Prohibir cualquier uso sobre el espacio de protección de los causes naturales.

MEDIDAS COMPLEMENTARIAS

Como medidas complementarias deben tenerse en cuenta sistemas de drenaje, entre los cuales se contemplan los siguientes:

⇒Control de erosión superficial: Esto esta encaminado a interceptar corrientes de agua superficiales mediante zanjas combinadas con obras de control de arrastre de sedimentos disminuyendo la energía del agua mediante bermas y caballones, barreras vivas, como estacas y vegetación, o barreras de sacos de geotextil rellenos con suelo cemento.

⇒ Obras correctivas de drenaje superficial interceptor y de conducción. Se incluyen zanjas de coronación revestidas en piedra pegada o concreto. También se consideran zanjas de desagüe hacia los flancos de los deslizamientos recientes o activos. Es importante en el control de la velocidad en pendientes muy inclinadas, o suaves en los casos agradacionales.

⇒Manejo técnico de aguas superficiales, mediante cunetas y filtros en el sentido de la pendiente con sus respectivos disipadores, con entrega a la zanja interceptora debidamente revestida para ser directamente descargada a los canales naturales, los que sirven en la actualidad como canales receptores de aguas negras.

⇒Construcción de entregas de aguas servidas a los drenajes por medio de tuberías y estructuras escalonadas que eviten completamente la erosión sobre las laderas.

⇒Escalonamiento en concreto pobre, en los sectores de altas pendientes del barrio, disposición de estructuras hidráulicas perimetrales que permitan drenar las aguas lluvias y entregarlas a los canales receptores.

000001

E 141,2

CONTRATO 1289-73-95

Dando cumplimiento a los puntos enunciados en el "**Acta de Reunión para Revisión de Diseños con el Consultor del Contrato No.1289-73-95**", presento a su consideración el informe sobre soluciones a las inquietudes expuestas por los Ingenieros Francis Vaughan y Teresa Abella, Asesor Técnico e Ingeniera Civil respectivamente, de la OPES.

EL CONSULTOR

PEDRO JUAN NAVARRO RODRIGUEZ

78

CONTRATO DE CONSULTORIA No.1289-73-95

De acuerdo a lo estipulado en el "Acta de reunión para revisión de diseño con el consultor del Contrato 1289-73-95", me permito hacer las siguientes precisiones:

1.-Barrio Danubio:

Al encontrarse que la solución inicial al problema de las aguas que, en epoca de invierno, hacen el recorrido por las vías del sector de este barrio, no era conveniente por la cantidad de desechos que caerían al alcantarillado, se programó y ejecutó un nuevo levantamiento topográfico y en el terreno se observó:

1.1- Sobre la calle 5A sur, la E.A.A.B. construyó el alcantarillado y por la ruptura de un tubo del Acueducto las aguas tomaron las vías en estudio como su cauce lo que produjo que el material de relleno del Alcantarillado fuera sacado y por consiguiente la tubería quedara a la vista.

1.2- Las aguas prosiguieron por la carrera 3 e hicieron más profundo el canal natural existente.

1.3- Con base en lo anterior y teniendo en cuenta las aguas normales que se precipitan en el sector, se proyecta utilizar cunetas revestidas de acuerdo a los parámetros que se detallaran en el análisis respectivo.

Observando el levantamiento topográfico se detallan 2 perfiles:

El primero de ellos, paralelo a Calle 5A sur y el segundo paralelo a la Carrera 3 y calle 5 Sur respectivamente; El primero vierte las aguas directamente a la depresión que mas adelante se convierte en el alcantarillado del barrio con una pendiente promedio del 23.6%. El segundo después de un recorrido de 201 mts llega al sitio de comienzo del mismo alcantarillado mencionado anteriormente con una pendiente promedio del 9.08%.

Para el segundo recorrido que es el perfil que nos lleva al sitio crítico estudiado, se proyecta ejecutar las obras correspondientes a un canal con las medidas y capacidad adelante estudiadas.

Para los dos (2) casos se dimensiona un sobreancho de 50 cm que es el recomendado para canales en concreto.

EVALUACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

Para superficies menores de 1500 Ha. se recomienda utilizar el método Racional dada su simplicidad.

METODO RACIONAL:

Este método establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = C \times I \times A$$

en donde :

Q= Caudal superficial (L/s)
C= Coeficiente de escorrentía (Adimencional)
I= Intensidad promedio de la lluvia
A= Area de drenaje (Ha.)

Para obtener un valor de intensidad se debe recurrir a definir la frecuencia de la lluvia. Para el caso se utiliza la figura 16.1 donde se indican las curvas de duración-intensidad-frecuencia

Frecuencia de las Lluvias:

La frecuencia de la lluvia varía entre 3 y 100 años. Para escoger unvalor se deben tener en cuenta ciertos criterios tales como importancia de la zona, area de drenado, etc. Los valores se pueden obtener de las siguientes tablas, extraídas de la Obra ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, Ricardo Alfredo López Cualla, :

Frecuencia de diseño en función del tipo de zona

Descripción de la Zona	Frecuencia (años)
Zona residencial	3 - 10
Zona comercial e industrial	10 - 50
Colectores principales	10 - 100

Frecuencia de diseño según el Area drenada

Area drenada (Ha)	Frecuencia (Años)
Menores de 3 Ha	3
Entre 3 y 10 Ha	5
Mayores de 10 Ha	10

La frecuencia de diseño para canales de aguas lluvias son:

- Canales que drenen Areas menores a 1000 Ha.

Sección revestida en concreto	10 años
Capacidad Total	25 años

Para la determinación del ;tiempo de Concentración existen varias ecuaciones empíricas, una de las cuales puede ser:

$$T_{c\,min} = 0.1637 \times A + 8.68$$

En donde: $T_{c\,min}$ = Tiempo de concentración mínimo de la cuenca en minutos
A = Area de drenaje de la cuenca en Ha

El tiempo mínimo para cuencas urbanas no debe ser inferior a 15 minutos.

Coeficientes de Escorrentía típicos:

Tipo de Superficie	Coeficiente
-Zonas comerciales	0.90
-Desarrollos residenciales con casas contiguas y predominio de zonas duras	0.75
- Desarrolos residenciales multifamiliares con bloques contiguos y zonas duras entre ellos	0.75
- Desarrollo residencial unifamiliar con casa contiguas y predominio de jardines	0.55
- Desarrollo residencial con casa rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados.	0.45
- Areas residenciales con predominio de zonas verdes y cementerios tipo jardínes	0.30
- Laderas desprovistas de vegetación	0.60
- Laderas protegidas con vegetación	0.30

$T_{c\,min}$ = 0.1637 x A + 8.68 = 0.1637 * 0.8 + 8.68 = 8.81 menor que 15

Tomamos como Tiempo de concentración = 15 minutos

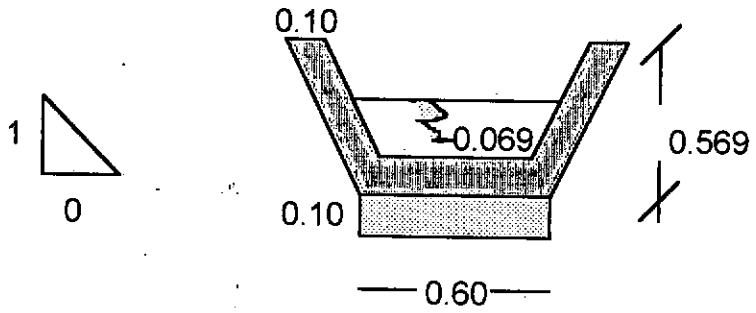
Frecuencia para canales en concreto = 10 años

Con base en estos parámetros y de la grafica 16.1 obtenemos I= 270 L/Ha

C promedio para laderas protegidas con vegetación y desprotegidas = (0.60 + 0.30)/2 = 0.45

CANTIDADES DE OBRA PARA DANUBIO

Tramo E1-E2:



Excavaciones:

Vol.= b * y * L= 0.569 * 0.60 * 96.80 = 33.05 m^3

Recebo:

Vol.= 0.10 * 0.60 * 96.80 = 5.80 m^3

Concreto:

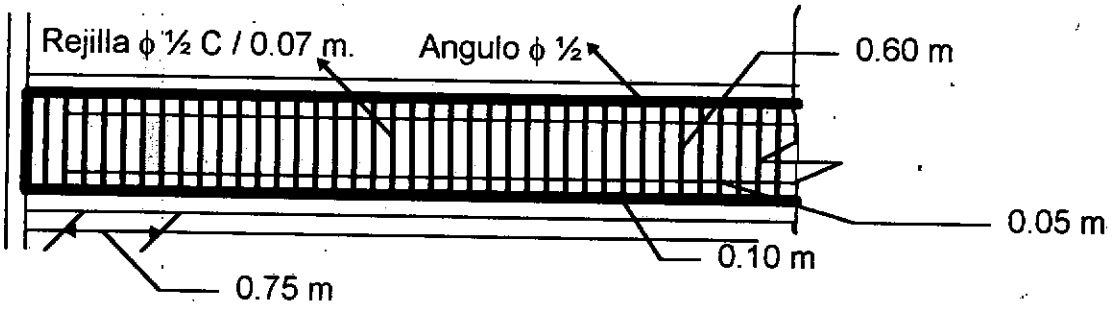
Vol.= 0.10 * 1.94 * 96.80 = 18.80 m^3

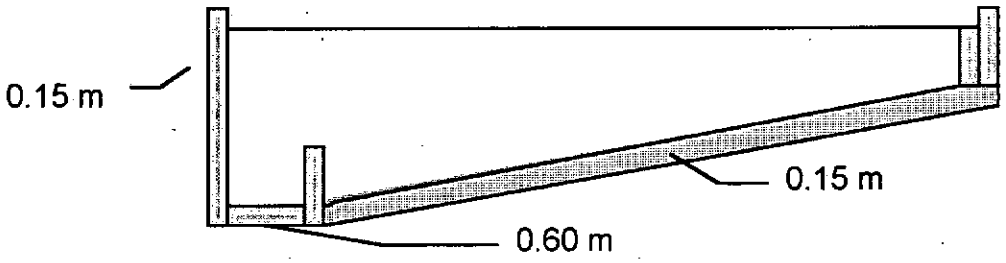
Hierro:

Parrila de 3/8" cada 20 cm

P = 96.80/0.2 * 1.84 * 0.5 * 2 = 890 Kg

Para captar las aguas se diseña un cárcamo en concreto de 0.60 de base por 0.56 de ancho a través de la carrera 3 en una longitud de 4.00 m. con su rejilla. El diseño lleva además desarenador .





Cantidades de Obra Carcamo :

Excavaciones : 0.60 * (0.564 + 0.30)/2 * 5.00 = 1.30 m^3

Concreto : 0.15 * 0.564 * 0.60 + 0.40 * 0.15 * 5 + .15 * 56 * (056+0.20)/2 * 2 + 0.60 * 0.15 * 0.30 * 3 = 1.00 m^3

Recebo : 0.60 * 0.10 * 5.00 = 0.30

Tramo E2-E3 :

Long.= 89.36 mt. b= 0.60 y= 0.057 m = 0

Vol.= b * y * L= 0.657 * 0.60 * 86.40 = 34.10 m^3

Recebo:

Vol = 0.10 * 0.60 * 86.40 = 5.20 m^3

Concreto:

Vol = 0.10 * 1.92 * 86.40 = 19.60 m^3

Hierro:

Parrila de 3/8" cada 20 cm

P = 86.40/0.2 * 1.82 * 0.5 * 2 = 786 Kg

Parrilla:

Cantidad = 2 por Tres (3) mt.

SOLUCION

BARRIO DANUBIO

Tramo E1-E2 :

Longitud	:	96.80 mt.
Cota E1	:	2598.500 mt
Cota E2	:	2592.796 mt
Pendiente (S)	:	5.704 %
Rugosidad (n)	:	0.015
Coeficiente escorrentía (C)	:	0.45
Intensidad (I)	:	270 L/Ha
Area (A)	:	0.80 Ha
Pendiente talud m	:	0

$Q = CIA$

$Q= 0.45 * 270 * 0.80/ 1000 = 0.0972\ m^3 / s$

$0.0972 = 1/n * A\ R^{2/3}\ S^{1/2}$

$0.0972 = 1/0.015\ *A * R^{2/3}\ (0.11386)^{1/2}$

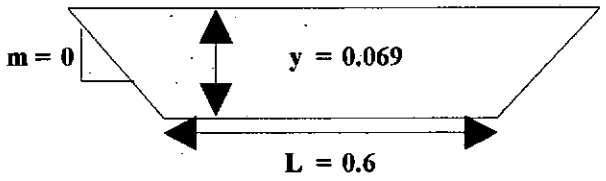
$A = b\ y + m\ y^2 = b\ y + y^2$

$P= b + 2\ y\ (1+m^2)^{1/2}$

$AR^{2/3} = (by + my^2)^{5/3} / (b + 2y\ (1 + m^2)^{2/3}$ (Ver Calculo de Canales, pg. siguiente).

CALCULO DE CANALES

Caudal (m3/s)	0.0972
Cm	1
n	0.015
S	0.05704
m	0
L	0.6



V (m/s) = 2.338362

a (m2) = 0.041568

Tramo E2-E3 :

Longitud	:	89.36 mt.
Cota E1	:	2592.796 mt
Cota E2	:	2582.637 mt
Pendiente (S)	:	11.368 %
Rugosidad (n)	:	0.015
Coeficiente escorrentía (C)	:	0.45
Intensidad (I)	:	270 L/Ha
Area (A)	:	0.80 Ha
Pendiente talud m	:	0

$Q = CIA$

$Q= 0.45 * 270 * 0.80/ 1000 = 0.0972\ m^3 / s$

$0.0972 = 1/n * A\ R^{2/3}\ S^{1/2}$

$0.0972 = 1/0.015\ *A * R^{2/3}\ (0.11386)^{1/2}$

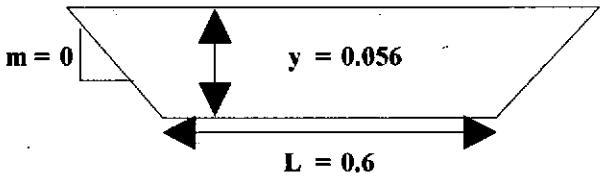
$A = b\ y + m\ y^2\ = b\ y + y^2$

$P= b + 2\ y\ (1+m^2)^{1/2}$

$AR^{2/3} = (by + my^2)^{5/3} / (b + 2y\ (1 + m^2)^{2/3}$ (Ver Calculo de Canales, pg. siguiente).

CALCULO DE CANALES

Caudal (m3/s)	0.0972
Cm	1
n	0.015
S	0.11
m	0
L	0.6



V (m/s) = 2.889375

a (m2) = 0.03364

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, Octubre se 1996
Consultor: Pedro Juan Navarro R.
Entidad: F O P A E
Obra: Canal en concreto. Barrio Danubio-La Paz

Descripción	Uni.	Cant.	V/Material	V/Mano O.	V/Unitario	V/Total
Localización	M2	136.00	300.00	450.00	750.00	102,000.00
Excavación y retiro	M3	67.15		18,500.00	18,500.00	1,242,275.00
Base recebo e= 10 cm	M3	11.00	12,000.00	8,000.00	20,000.00	220,000.00
Concreto 2500 PSI	M3	38.40	86,000.00	28,500.00	114,500.00	4,396,800.00
Acero de Refuerzo fig.	Kg	1,676.00	1,000.00	200.00	1,200.00	2,011,200.00
Parrilla para paso vehic. 3m.	Un	2.00	150,000.00	40,000.00	190,000.00	380,000.00
Parrilla para paso vehic. 5m.	Un	1.00	250,000.00	67,000.00	317,000.00	317,000.00
Tubería de Gres 6"	Ml	2.00	12,000.00	3,500.00	15,500.00	31,000.00
Subtotal						**8,700,275.00**
A.I.U. 25%						2,175,068.75
Total						**10,875,343.75**

Parrilla:

Cantidad = 2 por Tres (3) mt.

2.-Escuela Tenerife:

En nuestra visita realizada a la escuela Tenerife observamos que el piso del salón ubicado en la parte nor-oriental se encuentra 50 cm por debajo del nivel del terreno lo que nos hace recomendar la construcción de un filtro a una profundidad de un (1) mt con las características enumeradas en los planos respectivos para contribuir a que el nivel freático baje y así estabilizar la fundación donde se encuentra construida la escuela. (Ver planos de construcción)

000014

PRESUPUESTO

Santafé de Bogotá, Octubre se 1996
Consultor: Pedro Juan Navarro R.
Entidad: F O P A E
Obra: Cuneta Revestida y Filtro Escuela Tenerife

Descripción	Un	Cant.	V/Material	V/Mano O.	V/Unit.	V/Total
Localización	M2	86.50	300.00	450.00	750.00	64.875.00
Excavación y retiro	M3	115.40		18.500.00	18.500.00	2.134.900.00
Base recebo e= 10 cm	M3	10.00	12.000.00	8.000.00	18.000.00	180.000.00
Geotextil incluye instalac.	M2	124.30	1.000.00	150.00	1.150.00	142.845.00
Gravilla para filtro (1/4)	M3	40.00	30.000.00	4.500.00	34.500.00	1.380.000.00
Tubería de 6" drenaje incluy Ins.	Ml	92.00	12.000.00	3.500.00	15.500.00	1.426.000.00
Concreto 2500 PSI	M3	7.85	86.000.00	28.500.00	114.500.00	898.825.00
Caja olector 1.15 x 0.80 incluye tapa	Un	1.00	75.000.00	15.000.00	90.000.00	90.000.00
Caja olector 0.80 x 0.80 incluye tapa	Un	1.00	65.000.00	15.000.00	80.000.00	80.000.00
Rejilla 6"	Un	3.00	6.500.00	1.000.00	7.500.00	22.500.00
Subtotal						**6.419.945.00**
A.I.U. 25%						**1.604.986.00**
Total						**8.024.931.00**