

## OBRAS HIDRÁULICAS

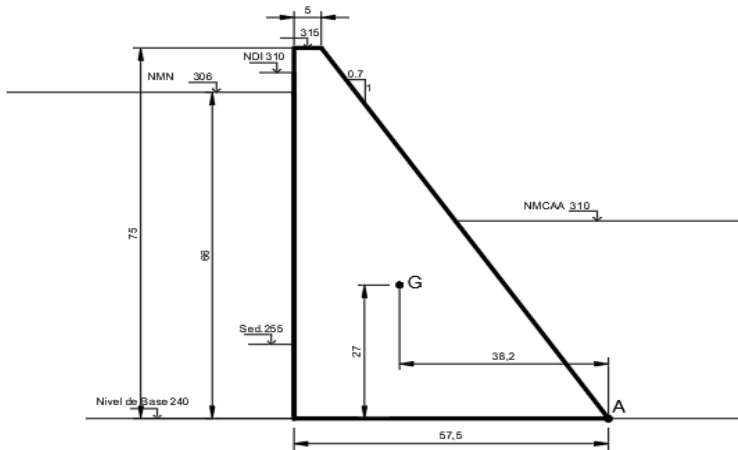
### TRABAJO PRÁCTICO N° 7

#### TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

#### EJERCICIO N° 1:

Determinar la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la distribución de tensiones normales en la interfaz presa-cimentación, para la sección bidimensional de la presa de la figura, que tiene las siguientes características:

Presa de hormigón de sección triangular			
La pendiente del talud de agua arriba es 0,70 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	0,70	
	v	1,00	
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24		24,00	KN/m3
	C	0,00	
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 33°	$\phi$	33,00	°
Considerar una distribución de subpresión trapecial			
	Cota	255,00	m
Sedimentos: Cota +255, ángulo de fricción 26°, peso específico sumergido de 1,55	$\phi$	26,00	°
	$\delta$	15,50	KN/m3
Olas: $H_s=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4)$ , $F=12\text{Km}$ (F=Fetch o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	F	12,00	km
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica $\alpha_h=0,10$ y $\alpha_v=0,05$	$\alpha_h$	0,10	
	$\alpha_v$	0,05	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua $C_e=0,73$ , siendo $Z_1=Z_{\text{max}}$ .	$C_e$	0,73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	$Z_1$	$Z_{\text{máx}}$	
	NDI	310,00	m
	NMN	306,00	m
	NMCAA	280,00	m
	Coronamiento	315,00	m
	Nivel Base	240,00	m
NDI +310m / NMN +306m / NMCAA +280m / Coronamiento +315m / Nivel Base +240m			
Ancho Coronamiento 5m	Ancho Coronam.	5,00	m
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE			



$\delta$ agua	10,00 KN/m3
Altura desde nivel base hasta coronamiento=	75,00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=	66,00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=	40,00 m
Ancho base rectángulo=	5,00 m
Ancho base triángulo=	52,50 m
Ancho base rectángulo + triángulo=	57,50 m
Área transversal de la presa:	
A1=Área rectángulo=	375 m2
A1=Área triángulo=	1968,75 m2
At=Área rectángulo + área triángulo=	2343,75 m2
H sedimentos=	15,00 m

## DETERMINACIÓN DE CARGAS

### 1) CARGAS PRIMARIAS

#### 1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO

Altura aguas arriba=	66,00 m
Altura aguas abajo=	40,00 m
Área triángulo aguas abajo=	560 m <sup>2</sup>

#### 1-1-1) Empuje horizontal

Pwh (Aguas arriba)=	21780 KN/m	Punto de Aplicación (A)	22,00 m
Pwh' (Aguas abajo)=	8000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	13,33 m

#### 1-1-2) Empuje vertical

Pwv (Aguas arriba) parámetro vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0,00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	5600 KN/m	Punto de Aplicación (A)	9,33 m

#### 1-2) PESO PROPIO

Pm=	56250 KN/m	Punto de Aplicación (A)	38,20 m
-----	------------	-------------------------	---------

#### Determinación del centro de gravedad

A1 rectángulo=	375,00 m <sup>2</sup>
A2 triángulo=	1968,75 m <sup>2</sup>
A1 + A2 =	2343,75 m <sup>2</sup>
x1=	2,50 m
x2=	22,50 m
y1=	37,50 m
y2=	25,00 m

X=	19,30 m
Y=	27,00 m

#### Baricentro respecto del punto A

X (A)=	38,20 m
Y (A)=	27,00 m

#### 1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN

Pu=	30475 KN/m	Punto de Aplicación (A)	31,10 m
-----	------------	-------------------------	---------

### 2) CARGAS SECUNDARIAS

#### 2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN

Ka=coeficiente de presión lateral activo=	0,3905		
Ps=	680,87 KN/m	Punto de Aplicación (A)	5,00 m

#### 2-2) CARGA DE OLAS

Hs=altura significativa de la ola incidente=	1,45 m		
Pola=	42,28 KN/m	Punto de Aplicación (A)	66,00 m

se considera punto de aplicación del esfuerzo en la la cota del líquido del embalse (66m)

#### 2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

### 3) CARGAS EXCEPCIONALES

#### 3-1) CARGA SÍSMICA

Pemh=	5625,00 KN/m	Punto de Aplicación (A)	38,20 m
Pemv=	2812,50 KN/m	Punto de Aplicación (A)	27,00 m

#### 3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

Ce=factor de presión adimensional=	0,73		
Pewh=	2098,72 KN/m	Punto de Aplicación (A)	26,4 m
Pewv=	0 KN/m		

## ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	56250,00	38,20	2.148.750,00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	5600,00	9,33	52.266,67	
Pu (infiltración o subpresión)	30475,00	-31,10	- 947.791,67	
Pemv (carga sísmica vertical)	2812,50	-38,20	- 107.437,50	CFE
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0,00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	21780,00	-22,00	- 479.160,00
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	8000,00	13,33	106.666,67
Ps (carga de sedimentación)	680,87	-5,00	- 3.404,34
Polas (carga por olas)	42,28	-66,00	- 2.790,17
Pemh (carga sísmica horizontal)	5625,00	-27,00	- 151.875,00
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	2098,72	-26,4	- 55.406,23
	$\Sigma Mh$		- 585.969,07

CFN/CFI/CFE  
CFE

No se considera ya que son cargas inusuales

### ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria  $\Sigma M$  estabilizante  
Sumatoria  $\Sigma M$  desestabilizante

2.307.683,33 KN/m\*m  
1.430.356,00 KN/m\*m

$\Sigma mest/\Sigma mdesest = 1,61 > 1,5$  verifica al volcamiento

### ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria  $\Sigma H$   
Sumatoria  $\Sigma V$

14.460,87 KN/m  
31.375,00 KN/m

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,75$  para CFN  
Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,90$  para CFE

Fss= 0,46  $\leq 0,75$  y 0,90 verifica deslizamiento

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula  
Fsf=

0,00

1,41  $\geq 3$  a 4 NO verifica fricción

T=  
T/2=  
Sumatoria  $\Sigma M$ =  
Sumatoria  $\Sigma V$ =

57,50 m  
28,75 m  
877.327,33 KN/m\*m  
31.375,00 KN/m

e= $\Sigma M/\Sigma V$  (respecto de (A))

27,96 m

e respecto al centro geométrico de la base (T/2)=

0,79 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal  $\alpha=0$ , Fle=Fsf  
Fle=

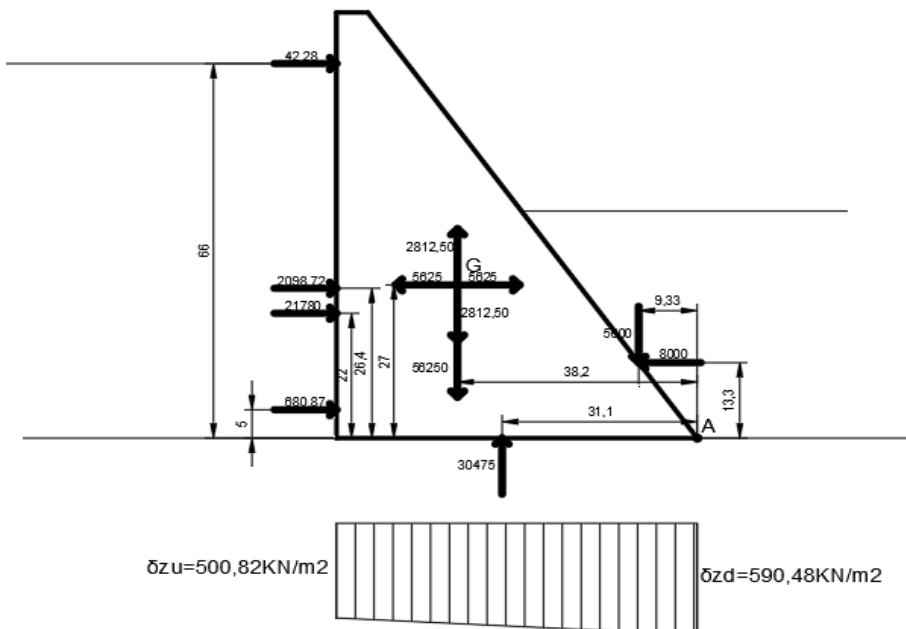
1,41  $\geq 3$  a 4 NO verifica equilibrio límite

### ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

$\delta zu$  (aguas arriba)  
 $\delta zd$  (aguas abajo)

500,82 KN/m2  
590,48 KN/m2



## OBRAS HIDRÁULICAS

### TRABAJO PRÁCTICO N° 7

#### TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

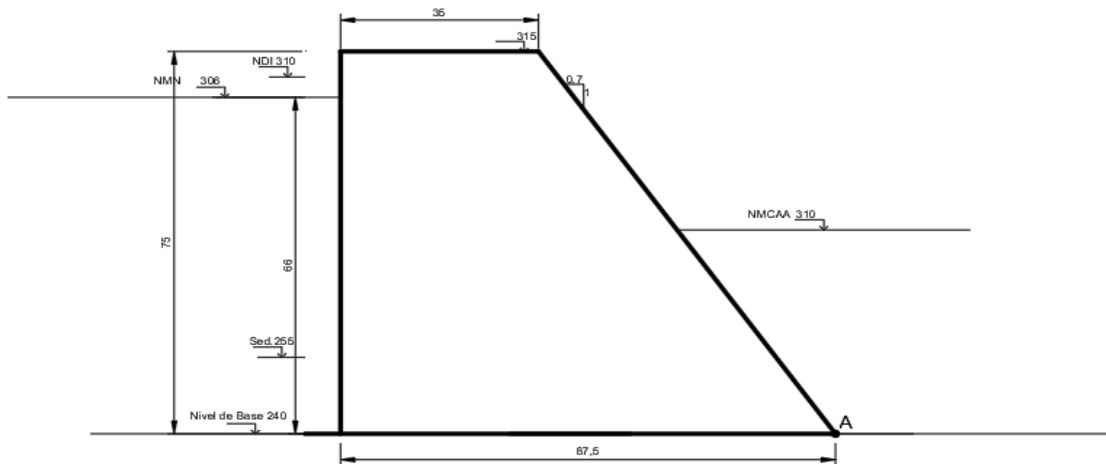
#### EJERCICIO N° 2:

Determinar la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la distribución de tensiones normales en la interfaz presa-cimentación, para la sección bidimensional del presa de la figura, que tiene las siguientes características:

Presa de hormigón de sección triangular			
La pendiente del talud de agua abajo es 0,70 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	0,70	
	v	1,00	
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24		24,00	KN/m <sup>3</sup>
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 33°	C	0,00	
	φ	33,00	°
Considerar una distribución de subpresión trapecial			
Sedimentos: Cota +255, ángulo de fricción 26°, peso específico sumergido de 1,55	Cota	255,00	m
	φ	26,00	°
	δ	15,50	KN/m <sup>3</sup>
Olas: Hs=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4), F=12Km (F=Fetch o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	F	12,00	km
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica αh=0,10 y αv=0,05	αh	0,10	
	αv	0,05	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua Ce=0,73, siendo Z1=Zmax.	Ce	0,73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z1	Zmáx	
	NDI	310,00	m
	NMN	306,00	m
	NMCAA	280,00	m
	Coronamiento	315,00	m
	Nivel Base	240,00	m
Ancho Coronamiento 35m	Ancho Coronam.	35,00	m
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE			

Variable para Ej. 2

### REDIMENSIONADO 1 Ancho coronamiento 35m



δ agua

10,00 KN/m<sup>3</sup>

Altura desde nivel base hasta coronamiento=

75,00 m

Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=

66,00 m

Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=

40,00 m

Ancho base rectángulo=

35,00 m

Ancho base triángulo=

52,50 m

Ancho base rectángulo + triángulo=

87,50 m

Área transversal de la presa:

A1=Área rectángulo=

2625 m<sup>2</sup>

A1=Área triángulo=

1968,75 m<sup>2</sup>

At=Área rectángulo + área triángulo=

4593,75 m<sup>2</sup>

H sedimentos=

15,00 m

**DETERMINACION DE CARGAS****1) CARGAS PRIMARIAS****1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO**

Altura aguas arriba=	66,00 m
Altura aguas abajo=	40,00 m
Área triángulo aguas abajo=	560 m <sup>2</sup>

**1-1-1) Empuje horizontal**

Pwh (Aguas arriba)=	21780 KN/m	Punto de Aplicación (A)	22,00 m
Pwh' (Aguas abajo)=	8000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	13,33 m

**1-1-2) Empuje vertical**

Pwv (Aguas arriba) paramento vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0,00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	5600 KN/m	Punto de Aplicación (A)	9,33 m

**1-2) PESO PROPIO**

Pm=	110250 KN/m	Punto de Aplicación (A)	55,00 m
-----	-------------	-------------------------	---------

**Determinacion del centro de gravedad**

A1 rectángulo=	2625,00 m <sup>2</sup>
A2 triángulo=	1968,75 m <sup>2</sup>
A1 + A2 =	4593,75 m <sup>2</sup>
x1=	17,50 m
x2=	52,50 m
y1=	37,50 m
y2=	25,00 m
X=	32,50 m
Y=	32,14 m

**Baricentro respecto del punto A**

X (A)=	55,00 m
Y (A)=	32,14 m

**1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN**

Pu=	46375 KN/m	Punto de Aplicación (A)	47,33 m
-----	------------	-------------------------	---------

**2) CARGAS SECUNDARIAS****2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN**

Ka=coeficiente de presión lateral activo=	0,3905		
Ps=	680,87 KN/m	Punto de Aplicación (A)	5,00 m

**2-2) CARGA DE OLAS**

Hs=altura significativa de la ola incidente=	1,45 m		
Pola=	42,28 KN/m	Punto de Aplicación (A)	66,00 m

se considera punto de aplicación del esfuerzo en la la cota del líquido del embalse (66m)

**2-3) CARGA POR HIELO**

No considerar las fuerzas producidas por hielo

**3) CARGAS EXCEPCIONALES****3-1) CARGA SÍSMICA**

Pemh=	11025,00 KN/m	Punto de Aplicación (A)	55,00 m
Pemv=	5512,50 KN/m	Punto de Aplicación (A)	32,14 m

**3-2) CARGA HIDRODINÁMICA**

Ce=factor de presión adimensional=	0,73		
Pewh=	2098,72 KN/m	Punto de Aplicación (A)	26,4 m
Pewv=	0 KN/m		

**ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN**

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	110250,00	55,00	6.063.750,00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	5600,00	9,33	52.266,67	
Pu (infiltracion o subpresión)	46375,00	-47,33	- 2.194.791,67	CFE
Pemv (carga sísmica vertical)	5512,50	-55,00	- 303.187,50	
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0,00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	21780,00	-22,00	- 479.160,00
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	8000,00	13,33	106.666,67
Ps (carga de sedimentación)	680,87	-5,00	- 3.404,34
Polas (carga por olas)	42,28	-66,00	- 2.790,17
Pemh (carga sísmica horizontal)	11025,00	-32,14	- 354.375,00
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	2098,72	-26,4	- 55.406,23
		$\Sigma Mh$	- 788.469,07

CFN/CFI/CFE  
CFE

No se considera ya que son cargas inusuales

**ESTABILIDAD AL VUELCO**

Sumatoria  $\Sigma M$  estabilizante 6.222.683,33 KN/m\*m  
 Sumatoria  $\Sigma M$  desestabilizante 2.677.356,00 KN/m\*m

$\Sigma mest/\Sigma mdesest = 2,32 > 1,5$  verifica al volcamiento

**ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO**

1) Fss=factor de deslizamiento  
 Sumatoria  $\Sigma H$  14.460,87 KN/m  
 Sumatoria  $\Sigma V$  69.475,00 KN/m

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,75$  para CFN  
 Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,90$  para CFE

Fss= 0,21  $\leq 0,75$  y 0,90 verifica deslizamiento

2) Fsf=factor de fricción al corte  
 C=La cohesión es nula 0,00  
 Fsf= 3,12  $\geq 3$  a 4 verifica fricción

T= 87,50 m  
 T/2= 43,75 m  
 Sumatoria  $\Sigma M$ = 3.545.327,33 KN/m\*m  
 Sumatoria  $\Sigma V$ = 69.475,00 KN/m

e= $\Sigma M/\Sigma V$  (respecto de (A)) 51,03 m  
 e respecto al centro geométrico de la base (T/2)= - 7,28 m consultar

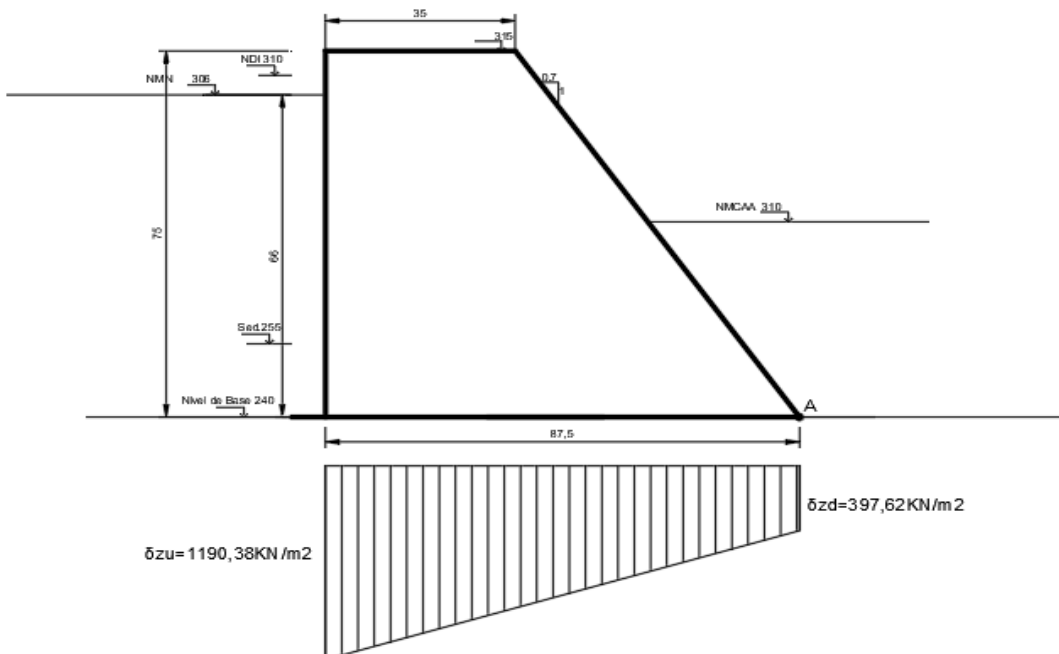
3) Fle=factor de equilibrio límite  
 Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal  $\alpha=0$ , Fle=Fsf  
 Fle= 3,12  $\geq 3$  a 4 verifica equilibrio límite

**ANÁLISIS DE ESFUERZOS**

Esfuerzos normales verticales

$\delta zu$  (aguas arriba) 1.190,38 KN/m<sup>2</sup>  
 $\delta zd$  (aguas abajo) 397,62 KN/m<sup>2</sup>

REDIMENSIONADO 1  
 Ancho coronamiento 35m



## OBRAS HIDRÁULICAS

### TRABAJO PRÁCTICO N° 7

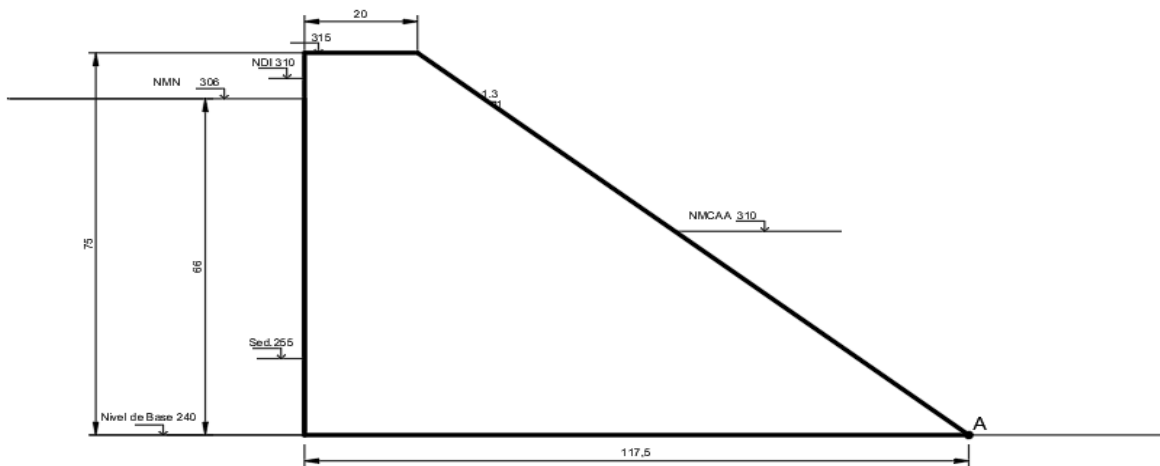
#### TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

#### EJERCICIO N° 2:

Determinar la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la distribución de tensiones normales en la interfaz presa-cimentación, para la sección bidimensional del presa de la figura, que tiene las siguientes características:

Presa de hormigón de sección triangular				
La pendiente del talud de agua abajo es 0,70 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	1,30		Variable para Ej. 2
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24	v	1,00		
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 33°	C	0,00	KN/m <sup>3</sup>	
Considerar una distribución de subpresión trapezoidal	φ	33,00	°	
Sedimentos: Cota +255, ángulo de fricción 26°, peso específico sumergido de 1,55	Cota	255,00	m	
Olas: $H_s=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4)$ , $F=12\text{Km}$ ( $F$ =Fetch o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	φ	26,00	°	
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica $\alpha_h=0,10$ y $\alpha_v=0,05$	δ	15,50	KN/m <sup>3</sup>	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua $C_e=0,73$ , siendo $Z_1=Z_{\text{max}}$ .	F	12,00	km	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	αh	0,10		
	αv	0,05		
	Ce	0,73		
	Z1	Z <sub>máx</sub>		
	NDI	310,00	m	
	NMN	306,00	m	
	NMCAA	280,00	m	
	Coronamiento	315,00	m	
	Nivel Base	240,00	m	
Ancho Coronamiento 35m	Ancho Coronam.	20,00	m	Variable para Ej. 2
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE				

### REDIMENSIONADO 2 Ancho coronamiento 20m y talud paramento 1.3horizontal x 1vertical



δ agua	10,00 KN/m <sup>3</sup>
Altura desde nivel base hasta coronamiento=	75,00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=	66,00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=	40,00 m
Ancho base rectángulo=	20,00 m
Ancho base triángulo=	97,50 m
Ancho base rectángulo + triángulo=	117,50 m
Área transversal de la presa:	
A1=Área rectángulo=	1500 m <sup>2</sup>
A1=Área triángulo=	3656,25 m <sup>2</sup>
At=Área rectángulo + área triángulo=	5156,25 m <sup>2</sup>
H sedimentos=	15,00 m

#### DETERMINACION DE CARGAS

##### 1) CARGAS PRIMARIAS

##### 1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO

Altura aguas arriba=	66,00 m
Altura aguas abajo=	40,00 m
Área triángulo aguas abajo=	560 m <sup>2</sup>

1-1-1) Empuje horizontal

Pwh (Aguas arriba)=	21780 KN/m	Punto de Aplicación (A)	22,00 m
Pwh' (Aguas abajo)=	8000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	13,33 m

1-1-2) Empuje vertical

Pwv (Aguas arriba) paramento vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0,00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	5600 KN/m	Punto de Aplicación (A)	9,33 m

1-2) PESO PROPIO

Pm=	123750 KN/m	Punto de Aplicación (A)	77,36 m
-----	-------------	-------------------------	---------

Determinacion del centro de gravedad

A1 rectángulo=	1500,00 m2
A2 triángulo=	3656,25 m2
A1 + A2 =	5156,25 m2
x1=	10,00 m
x2=	52,50 m
y1=	37,50 m
y2=	25,00 m
X=	40,14 m
Y=	28,64 m

Baricentro respecto del punto A

X (A)=	77,36 m
Y (A)=	28,64 m

1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN

Pu=	62275 KN/m	Punto de Aplicación (A)	63,55 m
-----	------------	-------------------------	---------

2) CARGAS SECUNDARIAS

2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN

Ka=coeficiente de presión lateral activo=	0,3905		
Ps=	680,87 KN/m	Punto de Aplicación (A)	5,00 m

2-2) CARGA DE OLAS

Hs=altura significativa de la ola incidente=	1,45 m		
Pola=	42,28 KN/m	Punto de Aplicación (A)	66,00 m

se considera punto de aplicación del esfuerzo en la la cota del líquido del embalse (66m)

2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

3) CARGAS EXCEPCIONALES

3-1) CARGA SÍSMICA

Pemh=	12375,00 KN/m	Punto de Aplicación (A)	77,36 m
Pemv=	6187,50 KN/m	Punto de Aplicación (A)	28,64 m

3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

Ce=factor de presión adimensional=	0,73		
Pewh=	2098,72 KN/m	Punto de Aplicación (A)	26,4 m
Pewv=	0 KN/m		

**ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN**

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	123750,00	77,36	9.573.750,00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	5600,00	9,33	52.266,67	
Pu (infiltracion o subpresión)	62275,00	-63,55	- 3.957.791,67	
Pemv (carga sísmica vertical)	6187,50	-77,36	- 478.687,50	CFE
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0,00	0	-	
		$\Sigma Mv$	5.189.537,50	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	21780,00	-22,00	- 479.160,00	
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	8000,00	13,33	106.666,67	
Ps (carga de sedimentación)	680,87	-5,00	- 3.404,34	CFN/CFI/CFE
Polas (carga por olas)	42,28	-66,00	- 2.790,17	
Pemh (carga sísmica horizontal)	12375,00	-28,64	- 354.375,00	CFE
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	2098,72	-26,4	- 55.406,23	
		$\Sigma Mh$	- 788.469,07	

No se considera ya que son cargas inusuales



**ESTABILIDAD AL VUELCO**

Sumatoria  $\Sigma M$  estabilizante  
 Sumatoria  $\Sigma M$  desestabilizante

9.732.683,33 KN/m\*m  
 4.440.356,00 KN/m\*m

$\Sigma m_{est}/\Sigma m_{desest} = 2,19 > 1,5$  verifica al volcamiento

**ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO**

1)  $F_{ss}$ =factor de deslizamiento  
 Sumatoria  $\Sigma H$   
 Sumatoria  $\Sigma V$

14.460,87 KN/m  
 67.075,00 KN/m

$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75$  para CFN  
 $F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,90$  para CFE

$F_{ss} =$

0,22  $\leq 0,75$  y 0,90 verifica deslizamiento

2)  $F_{sf}$ =factor de fricción al corte  
 C=La cohesión es nula  
 $F_{sf} =$

0,00  
 3,01  $\geq 3$  a 4 verifica fricción

T=  
 T/2=  
 Sumatoria  $\Sigma M =$   
 Sumatoria  $\Sigma V =$

117,50 m  
 58,75 m  
 5.292.327,33 KN/m\*m  
 67.075,00 KN/m

$e = \Sigma M / \Sigma V$  (respecto de (A))

78,90 m

e respecto al centro geométrico de la base (T/2)=

- 20,15 m consultar

3)  $F_{le}$ =factor de equilibrio límite

Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal  $\alpha = 0$ ,  $F_{le} = F_{sf}$   
 $F_{le} =$

3,01  $\geq 3$  a 4 verifica equilibrio límite

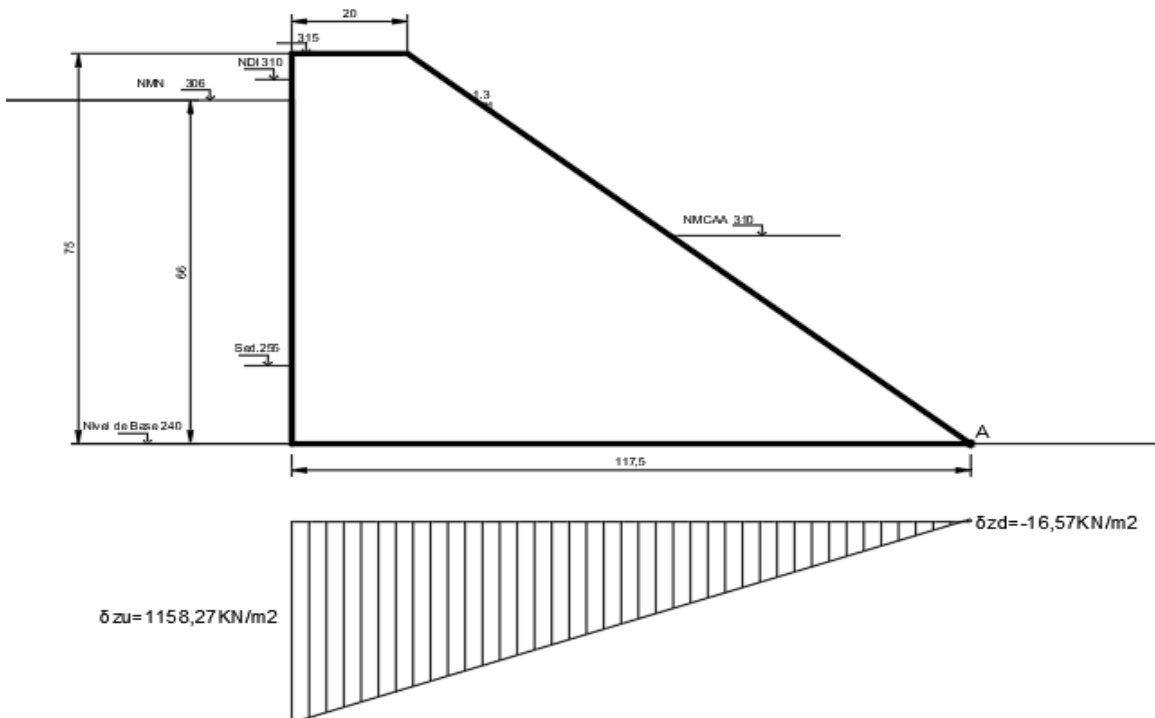
**ANÁLISIS DE ESFUERZOS**

Esfuerzos normales verticales

$\delta z_u$  (aguas arriba)  
 $\delta z_d$  (aguas abajo)

1.158,27 KN/m2  
 - 16,57 KN/m2

**REDIMENSIONADO 2**  
 Ancho coronamiento 20m y talud paramento 1.3horizontal x 1vertical



## OBRAS HIDRÁULICAS

### TRABAJO PRÁCTICO N° 7

#### TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

#### EJERCICIO N° 3:

Comparar la estabilidad al deslizamiento y al vuelco para tres secciones tipo:

- a) Triangular con paramento de aguas arriba vertical
- b) Triangular con taludes invertidos en relación con el caso anterior
- c) Rectangular

En los tres casos se supondrá la misma altura de la presa  $h = 140$ , coincidente con la altura de agua en el embalse, el mismo peso específico relativo del hormigón  $24$  y la misma cohesión que es nula. Calcular en los tres casos el ancho mínimo de la base que verifica las condiciones de no deslizamiento y no vuelco. Calcular en cada caso el volumen por unidad de longitud de la presa. Comparar los resultados.

a) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

#### 1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (\delta \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 140^2 \text{ m}^2 = 9800 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m - P_u = B * 140 \text{ m} * 2,4 \text{ tn/m}^3 / 2 - 1 \text{ tn/m}^3 * B * 140 \text{ m} / 2 = 168 \text{ tn/m}^2 * B - 70 \text{ tn/m}^2 * B = 98 \text{ tn/m}^2 * B \rightarrow$$

$$9800 \text{ tn/m} / (98 \text{ tn/m}^2 * B) = 0,75 \rightarrow B = 9800 \text{ m} / (0,75 * 98) \rightarrow B = 133,33 \text{ m}$$

#### 2) Condición de no vuelco:

Factor de seguridad al vuelco:

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 1,5$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m * 2/3 * B = B * 140 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 * 2/3 * B = 112 * B^2 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = P_{wh} * 140 \text{ m} / 3 + P_u * 2/3 * B = 9800 \text{ tn/m} * 140 \text{ m} / 3 + 70 * B \text{ tn/m}^2 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 457333,33 \text{ tn/m} * \text{m} + 46,67 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 112 * B^2 \text{ tn/m}^2 / (457333,33 \text{ tn/m} * \text{m} + 46,67 \text{ tn/m}^2 * B^2) = 1,5 \rightarrow 112 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 457333,33 \text{ tn/m} * \text{m} * 1,5 + 46,67 \text{ tn/m}^2 * B^2 * 1,5$$

$$112 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 686000 \text{ tn} + 70 \text{ tn/m}^2 * B^2 \rightarrow 112 * B^2 - 70 * B^2 = 686000 \text{ m}^2$$

$$42 * B^2 = 686000 \text{ m}^2 \rightarrow B = \sqrt{686000 / 42} \rightarrow B = 127,80 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta el B mayor} \rightarrow B = 133,33 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Volumen unitario de la presa} = 133,33 \text{ m} * 140 \text{ m} * 1 \text{ m} / 2 = 9333,33 \text{ m}^3$$

b) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

#### 1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (\delta \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 140^2 \text{ m}^2 = 9800 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m + P_{wv} - P_u$$

$$\Sigma V = B * 140 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 + B * 140 \text{ m} / 2 * 1 \text{ tn/m}^3 - 1 \text{ tn/m}^3 * B * 140 \text{ m} / 2 \rightarrow$$

$$\rightarrow B * 168 \text{ tn/m}^2 + B * 70 \text{ tn/m}^2 - B * 70 \text{ tn/m}^2$$

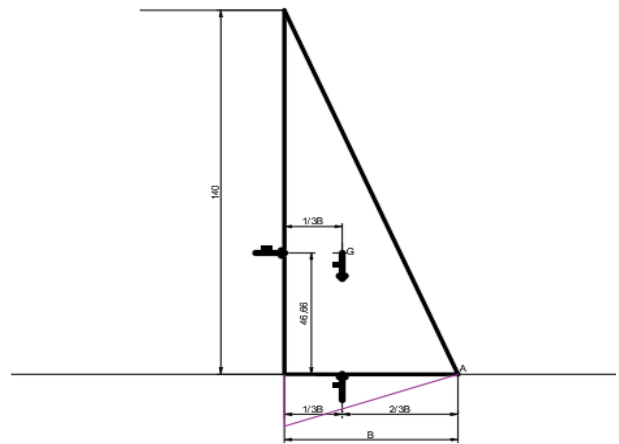
$$\Sigma H / \Sigma V = (9800 \text{ tn/m}) / (B * 168 \text{ tn/m}^2) = 58,33 \text{ m} / B = 0,75 \rightarrow B = 58,33 \text{ m} / 0,75 = 77,77 \text{ m}$$

#### 2) Condición de no vuelco:

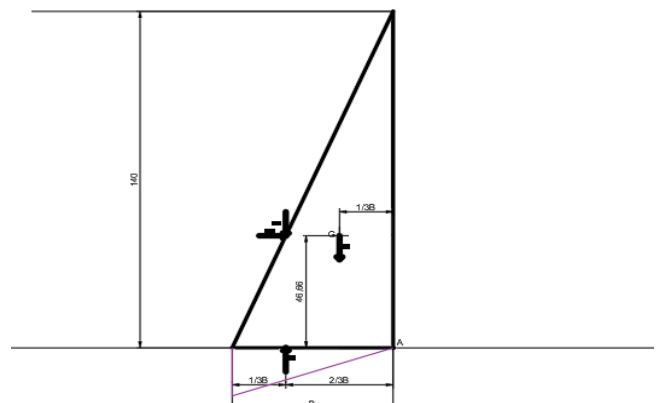
$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m / 3 * B + P_{wv} * 2/3 * B = B * 140 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 / 3 * B + B * 140 \text{ m} / 2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 56 * B^2 \text{ tn/m}^2 + 46,67 * B^2 \text{ tn/m}^2 = 102,67 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

A) SECCIÓN TRIANGULAR CON PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA VERTICAL



B) SECCIÓN TRIANGULAR CON TALUDES INVERTIDOS EN RELACIÓN CON EL CASO ANTERIOR



$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = Pwh * 46,67m + Pu * 2/3 * B = 1/2 * 1tn/m^3 * 140^2m^2 * 46,67m + 1tn/m^3 * B^2 * 140m/2 * 2/3 \rightarrow$$

$$\rightarrow 457366 \text{ tn} * m/m + 46,67tn/m^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 1,5 \rightarrow (102,67tn/m^2 * B^2) / (457366tn * m/m + 46,67 \text{ tn}/m^2 * B^2) = 1,5$$

$$102,67tn/m^2 * B^2 = 686049tn * m/m + 70tn/m^2 * B^2$$

$$102,67tn/m^2 * B^2 - 70tn/m^2 * B^2 = 686049tn$$

$$32,67tn/m^2 * B^2 = 686049tn \rightarrow B = \sqrt{(686049tn * m^2 / 32,67tn)} = 144,92m$$

$$\text{Se adopta el B mayor} \rightarrow B = 144,92m$$

$$\rightarrow \text{Volúmen unitario de la presa} = 144,92m * 140m * 1m/2 = 10144,32m^3$$

c) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

#### 1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = Pwh = 1/2 * (\delta \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1tn/m^3 * 140^2m^2 = 9800tn/m$$

$$\Sigma V = P_m - P_u = B * 140m * 2,4tn/m^3 - 1tn/m^3 * B * 140m/2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 336tn/m^2 - 70tn/m^2 * B = 266tn/m^2 * B$$

$$\Sigma H / \Sigma V = (9800tn/m) / (266tn/m^2 * B) = 0,75 \rightarrow B = 9800tn * m^2 / (0,75 * 266m * tn) = 49,12m$$

#### 2) Condición de no vuelco:

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 1,5$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m * B/2 = B * 140m * 2,4tn/m^3 * B/2 = 168tn/m^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = Pwh * 46,67m + Pu * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 1/2 * 1tn/m^3 * 140^2m^2 * 46,67m + 1tn/m^3 * B * 140m/2 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 457333,33tn * m/m + 46,67tn/m^2 * B^2 \rightarrow$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = (168tn/m^2 * B^2) / (457333,33tn * m/m + 46,67tn/m^2 * B^2) = 1,5$$

$$168tn * B^2 = 686000tn * m^2 + 70tn * B$$

$$168tn * B^2 - 70tn * B^2 = 686000tn * m^2$$

$$98tn * B^2 = 686000tn * m^2 \rightarrow B = \sqrt{(686000m^2 / 98)} = 83,67m$$

$$\text{Se adopta el B mayor} \rightarrow B = 83,67m$$

$$\rightarrow \text{Volúmen unitario de la presa} = 83,67m * 140m * 1m = 11713,24m^3$$

#### Conclusión:

$$\text{Volúmen a)} = 9333,33m^3$$

$$\text{Volúmen b)} = 10144,32m^3$$

$$\text{Volúmen c)} = 11713,24m^3$$

La presa del tipo a) es la más económica por tener el menor volúmen de hormigón

C) SECCIÓN RECTANGULAR

