



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU  
CAPITULO DE INGENIERIA CIVIL CD - ICA  
INSTITUTO DE ESTUDIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA

***I CURSO DIPLOMADO EN SUELOS Y CIMENTACIONES***

# Diseño de Estribos de Concreto

**Ing. Angel R. Huanca Borda**

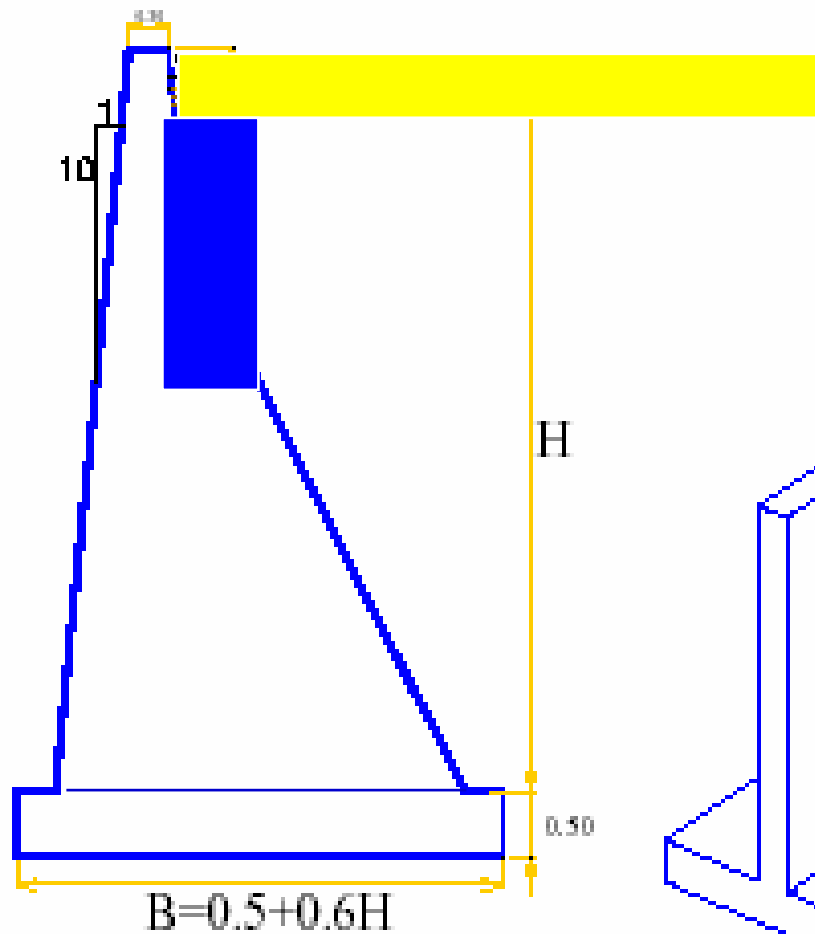
Titular “Proyectos Geotécnicos EIRL”  
Maestría en Gerencia de la Construcción  
Cátedra de Geotecnia FIC

# ESTRIBOS

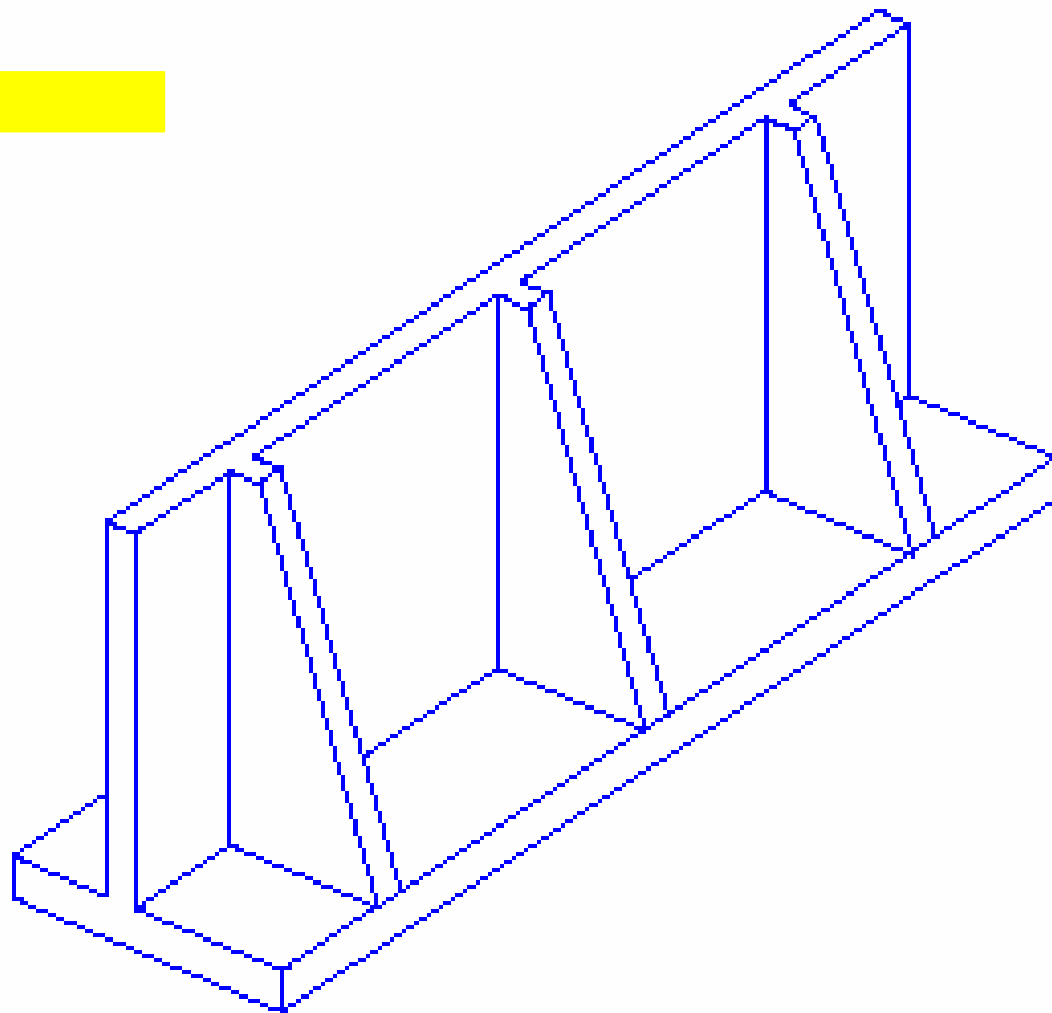
*Elementos que soportan carga lateral debido a la presión que ejerce el relleno sobre el muro, además sirven para soportar carga vertical y transferir las cargas al terreno.*



# Tipos de Estribos



ESTRIBOS DE C. CICLOPEO

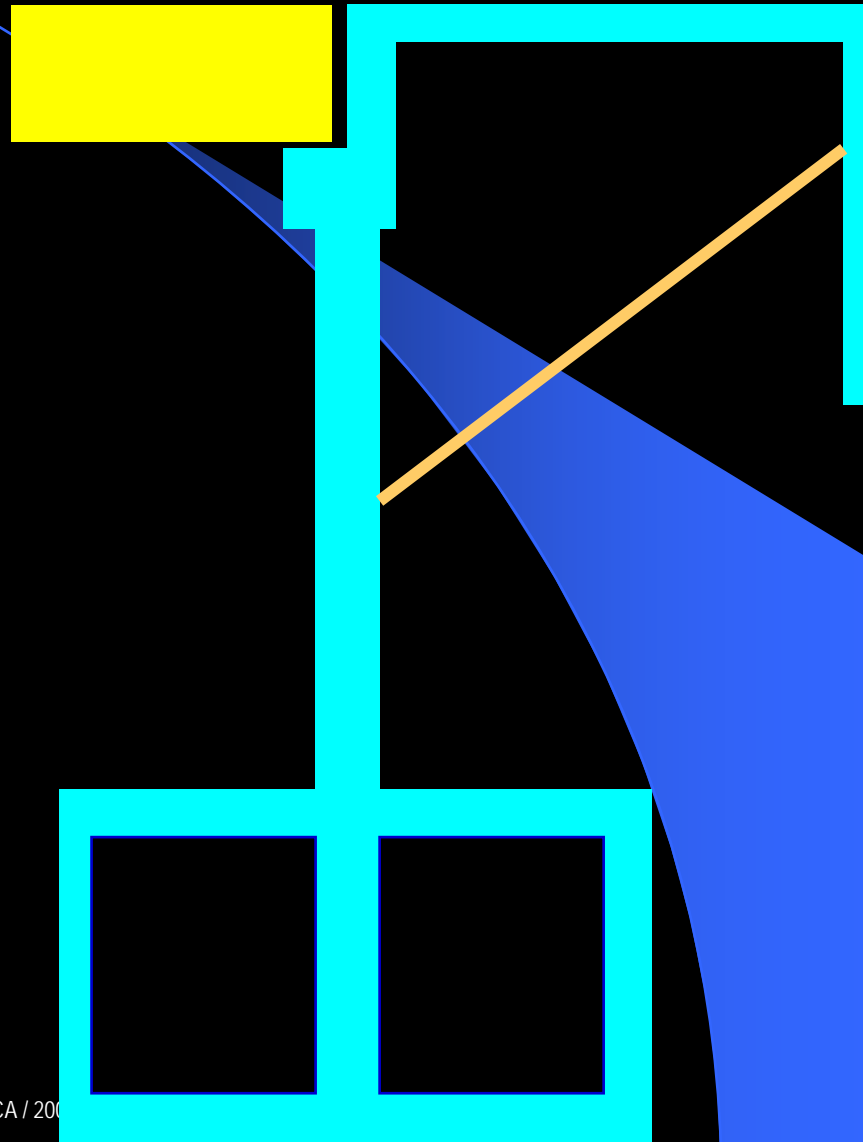
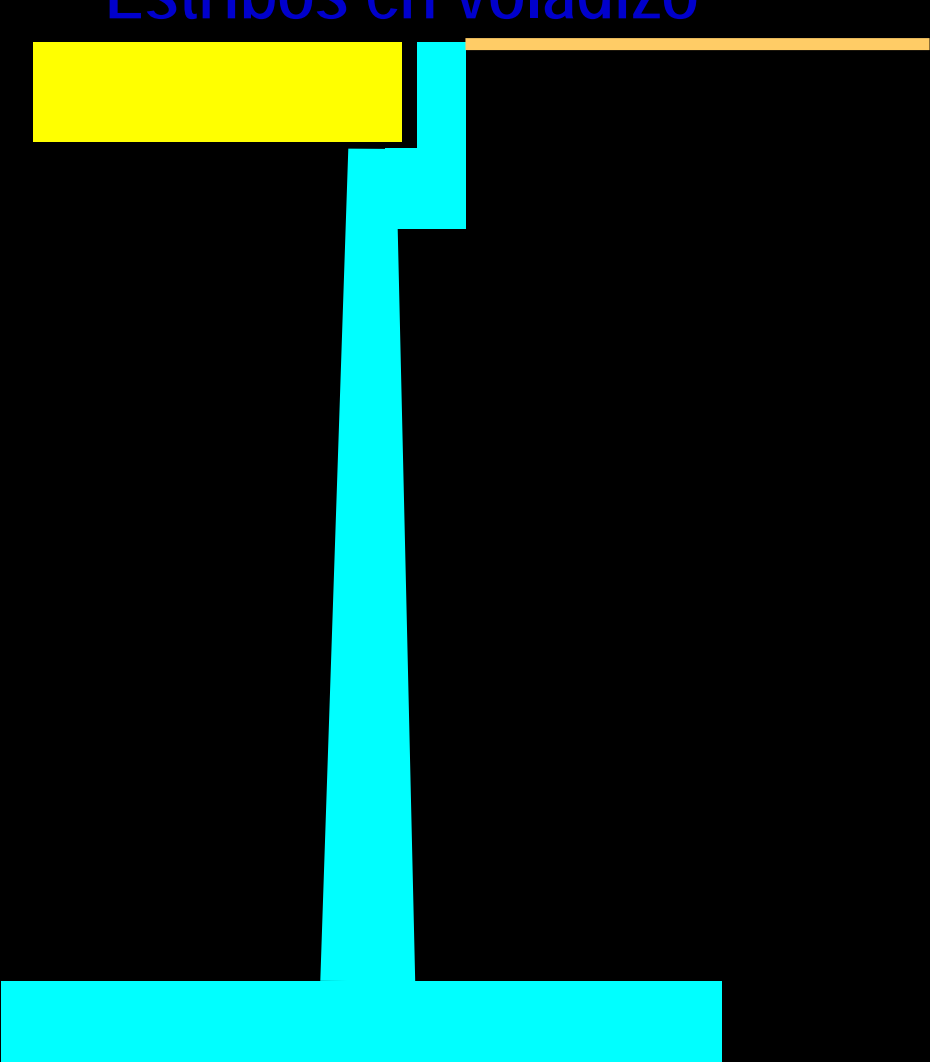


ESTRIBOS DE CONTRAFUERTE

# Tipos de Estribos

Estribos Tipo celda

Estribos en voladizo





# **Estribos de Concreto Armado**

***Los estribos de concreto armado se usan cuando las Alturas están entre 4 y 10 metros.***

***Cuando el terreno No es de buena resistencia.***

***Cuando sea mas económico que el estribo de gravedad.***

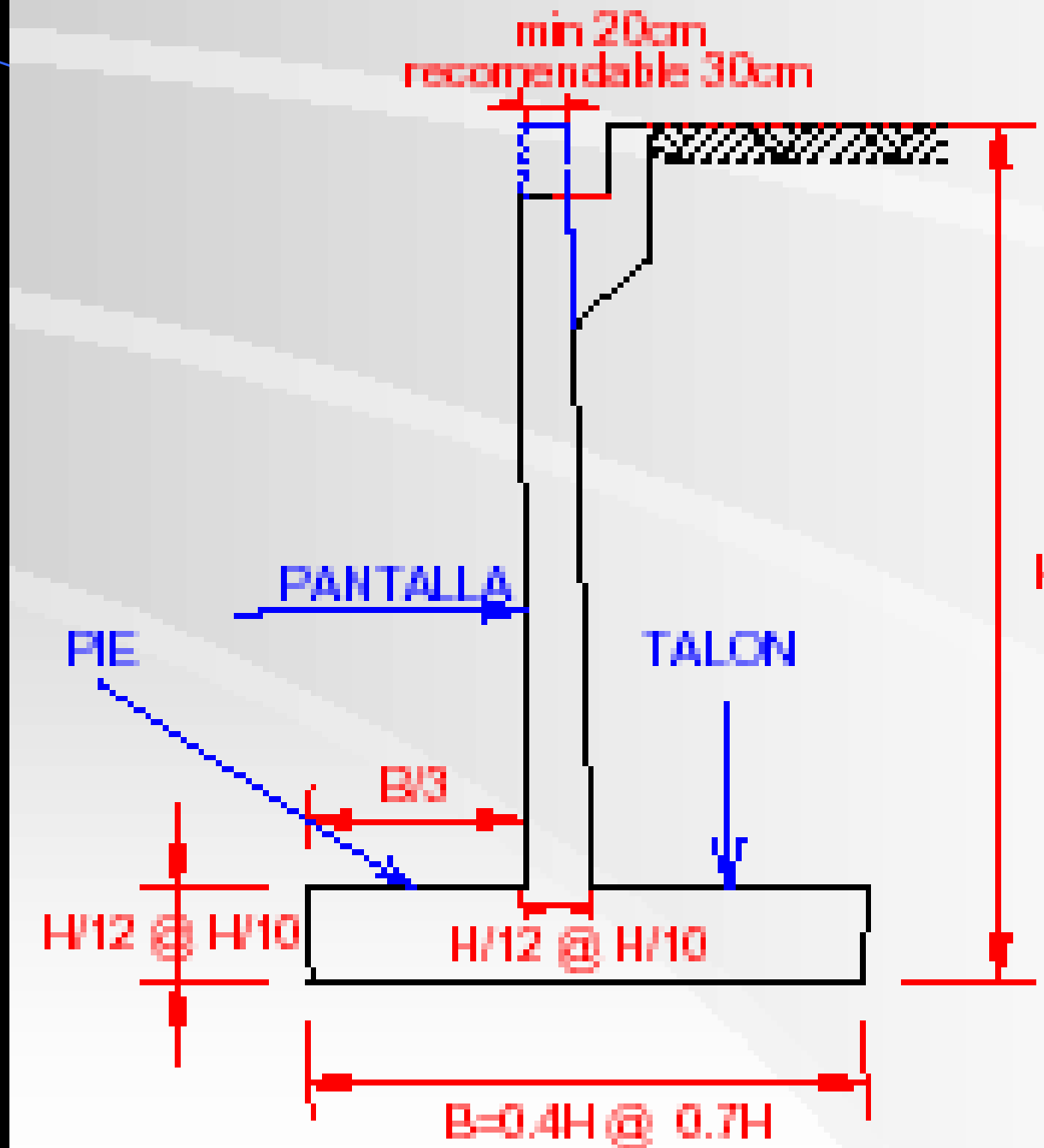
***También se usa cuando la presencia de agregados es escaso y el transporte es caro.***

# **Estribos de Concreto Armado**

***Los estribo en voladizo son siempre de concreto armado pues los esfuerzos a los cuales están sometidos no pueden ser resistidos por el concreto simple.***

***Los estribos tipo celda se emplean cuando las dimensiones son elevadas o el terreno es de mala calidad.***

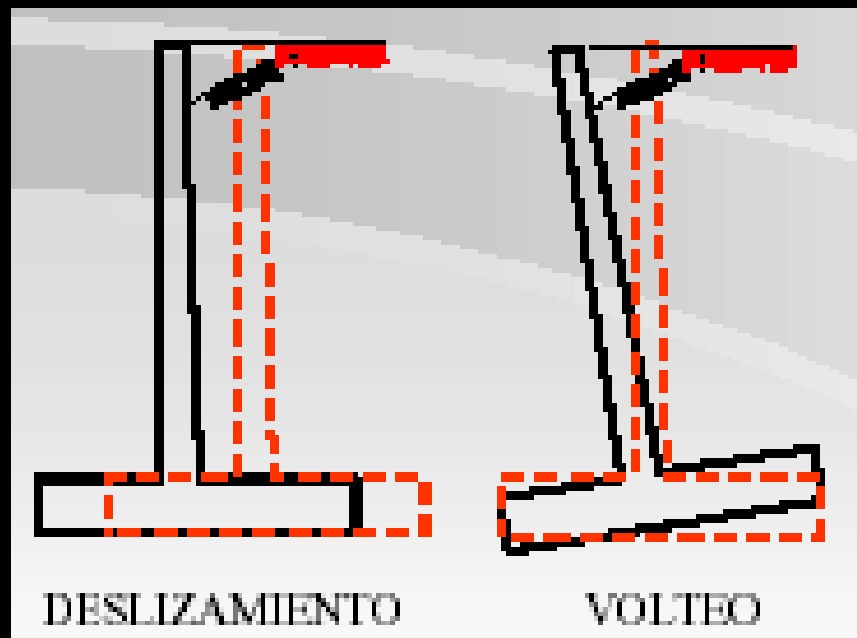
# Predimensionado de Estribos tipo Voladizo





# Estabilidad de los Estribos

*El estribo soporta además presiones laterales ejercidas por el relleno. Por lo tanto el estribo reacciona con una fuerza en sentido opuesto, la que es igual a su peso, mas el del relleno multiplicado por un coeficiente de fricción; por lo tanto, un estribo estará en estado de equilibrio cuando la presión lateral ejercida por el relleno sea igual a la fuerza de fricción, lo cual constituye un peligro inminente de deslizamiento. Para evitar este deslizamiento, el reglamento AASHTO, considera un factor de seguridad en condiciones normales de 1.50.*



***El empuje ejercido por el relleno genera un momento, que tiende a voltear el estribo, por otro lado el peso del estribo sumado al peso del relleno, generan un momento estabilizador que impiden el volteo del estribo; por lo tanto, un estribo estará en estado de equilibrio cuando el momento ejercido por la fuerza del relleno sea igual al momento estabilizador, lo cual constituye un peligro inminente de Volteo. Para evitar el volteo, el reglamento AASHTO, considera un factor de seguridad en condiciones normales de 2.00.***

***Por lo Tanto, antes de empezar el diseño de los estribos se deberá determinar su estabilidad (por deslizamiento y volteo).***

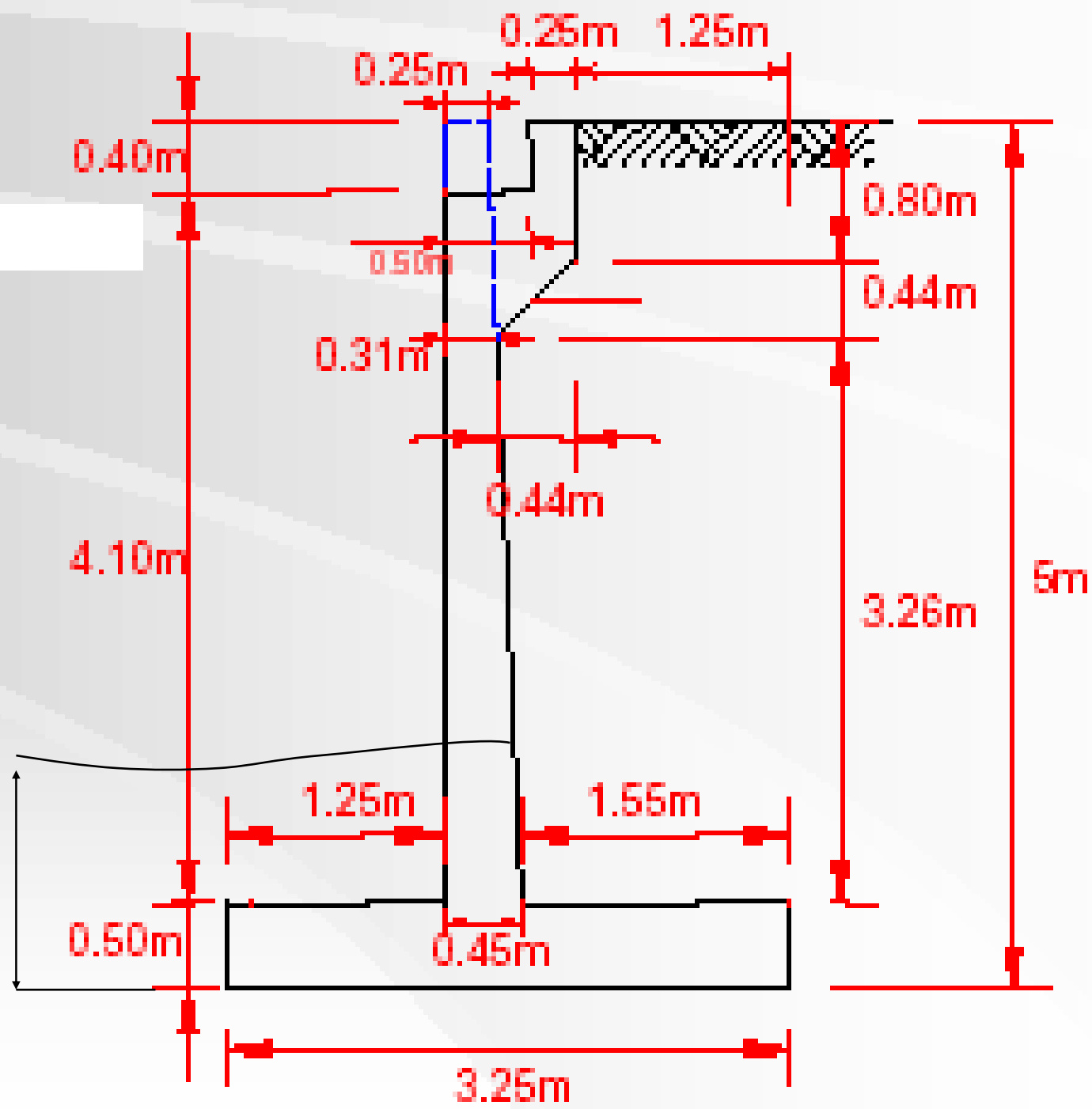
***Además se debe verificar que las presiones transmitidas al terreno no sobrepasen la capacidad de soporte del suelo.***

## ***EJEMPLO DE DISEÑO***

***Se trata del diseño de estribos de C°A°, los cuales soportan un Puente tipo Losa de 7 metros de luz y 02 líneas de tráfico. Y una Sobrecarga HS 20***

estribo

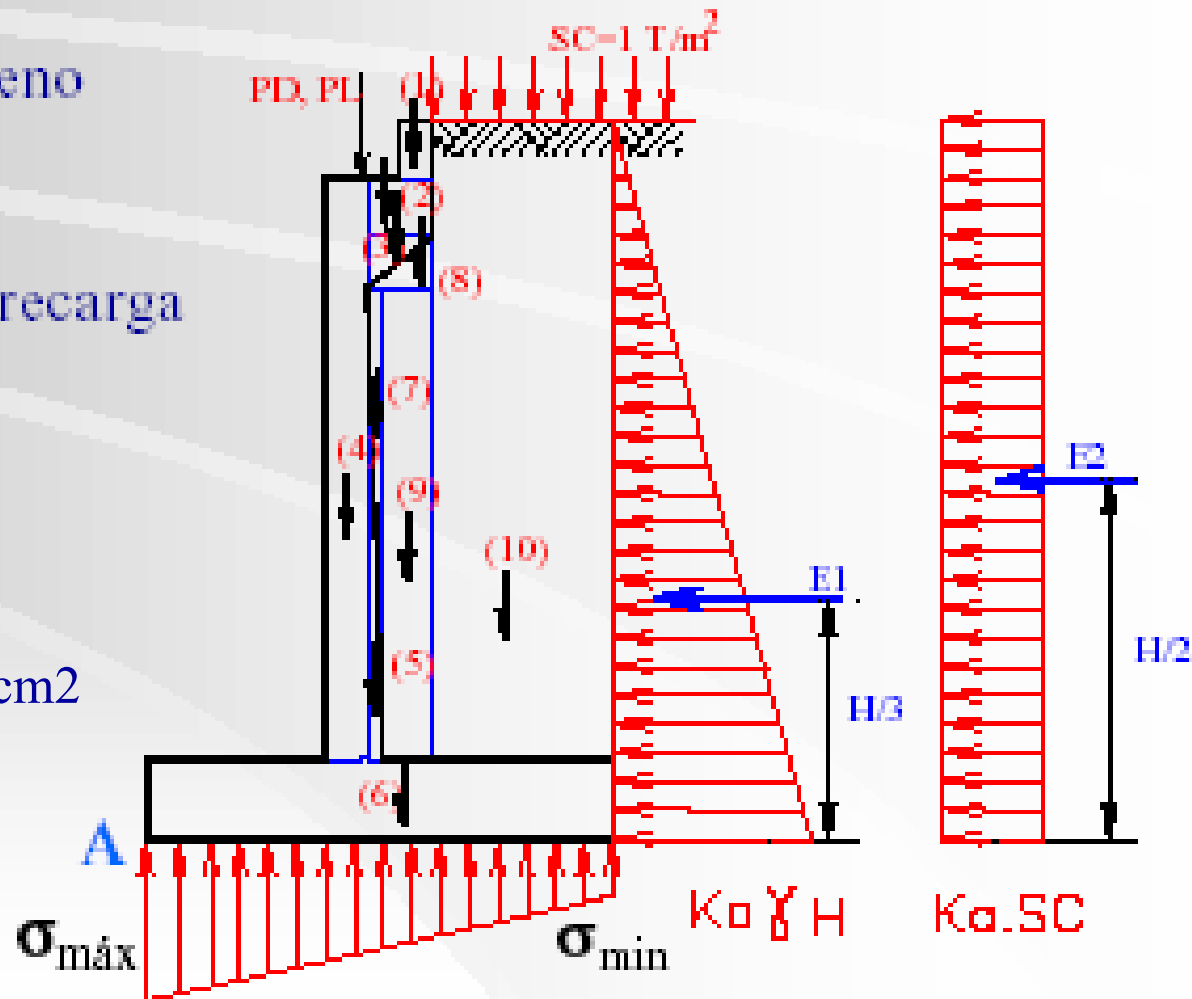
hs



# Cargas Actuantes en el Estribo

- Peso del relleno y Peso del Estribo
- Reacción de la superestructura sobre el estribo PD+PL
- Empuje que ejerce el relleno sobre el estribo (E1)
- Empuje que ejerce la sobrecarga sobre el estribo (E2)

Esfuerzo del terreno =  $2 \text{ Kg/cm}^2$



# Reacción por peso propio

## *Reacción por peso muerto por metro de estribo*

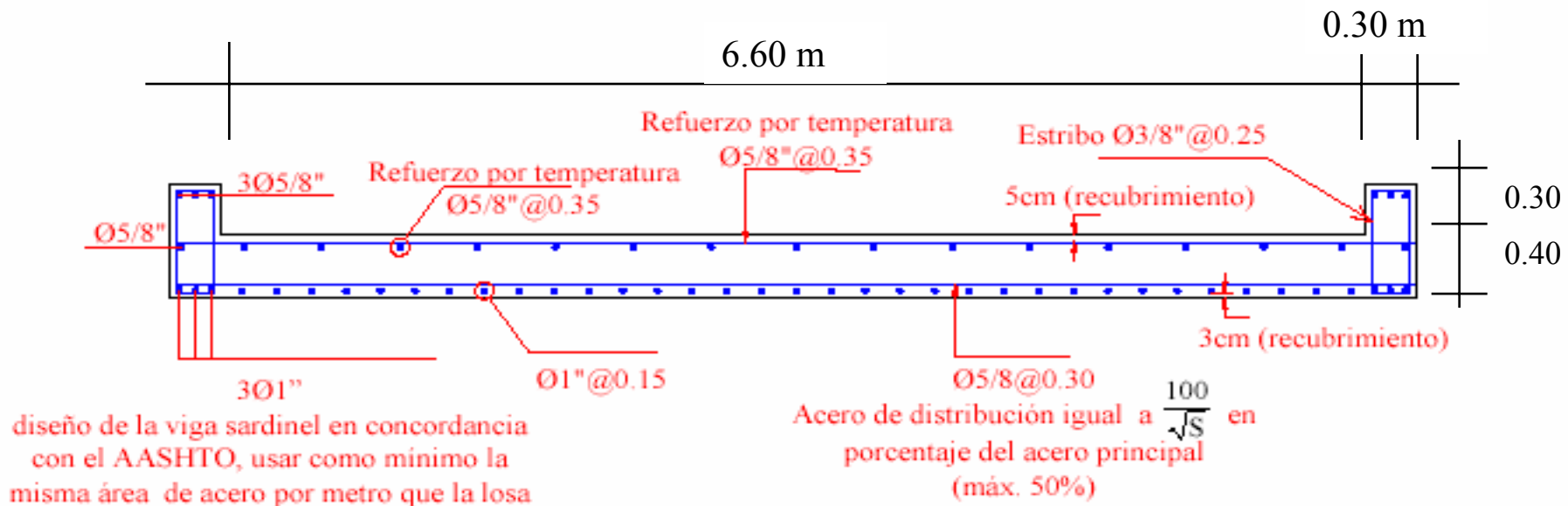
Losa  $0.40 \times 6.6 \times 2.4 = 6.8112$  6.34

Asfalto  $0.05 \times 6.6 \times 2.0 = 0.66$  0.66

Sardinel  $2 \times 0.30 \times 0.70 \times 2.4 = 1.152$  1.01

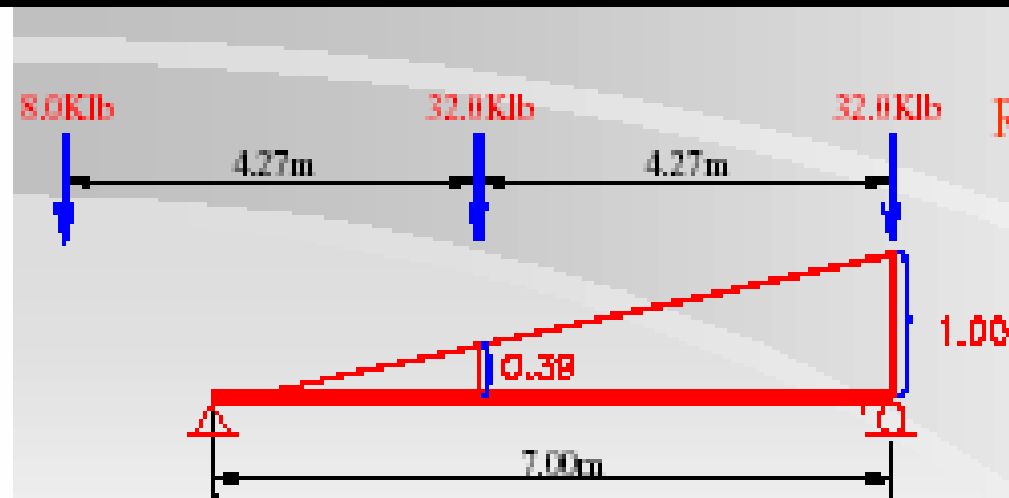
WD = 8.01 Tn/m (mitad del puente)

$$PD = 8.01 \text{ TN/m} \times 3.50\text{m} / (6.60 + 2 \times 0.3) = 3.895 \text{ Tn/m}$$



# Cargas Actuantes en el Estribo

## Reacción por Sobrecarga HS-20 x metro



$$\text{Reacción} = (32 \times 1 + 32 \times 0.39) \times 4.536 = 20.18 \text{ T}$$

Esta reacción por sobrecarga es por vía, como el puente tiene un ancho de 6.60m (2 vías) la reacción será el doble.

$$PL_{\text{TOTAL}} = 2 \times 20.18 \text{ T} = 40.36 \text{ T}$$

luego por metro lineal de estribo será:

$$PL = 40.36 \text{ T} / (6.60 + 2 \times 0.3) = 5.606 \text{ T/metro de ancho}$$

$$16 \times 1 + 16 \times 0.38 = 22 \text{ T}$$

# CASO I: (Estribo sin Puente)

## Calculo del Momento Estabilizador

### Fuerzas Estabilizadoras

Para el cálculo de las fuerzas estabilizadoras consideraremos los siguientes datos

Peso específico del concreto =  $2.4T/m^3$

Peso específico del relleno =  $1.8T/m^3$

ELEMENTO	PESO		BRAZO		MOMENTO
1	$0.25 \times 0.40 \times 2.4 =$	0.24	$1.25 + 0.5 + 0.25 / 2 =$	1.875	0.450
2	$0.44 \times 0.40 \times 2.4 =$	0.422	$1.25 + 0.31 + 0.44 / 2 =$	1.78	0.752
3	$0.5 \times 0.44 \times 0.44 \times 2.4 =$	0.232	$1.25 + .31 + 0.44 / 3 =$	1.707	0.396
4	$0.31 \times 4.1 \times 2.4 =$	3.050	$1.25 + 0.31 / 2 =$	1.405	4.286
5	$0.5 \times 3.26 \times (.45 - .31) \times 2.4 =$	0.548	$1.25 + .31 + (.45 - .31) / 3 =$	1.607	0.880
6	$3.25 \times 0.5 \times 2.40 =$	3.900	$3.25 / 2 =$	1.625	6.338
7	$0.5 \times 3.26 \times (.45 - .31) \times 1.8 =$	0.411	$1.25 + .31 + (.45 - .31) \times 2 / 3 =$	1.653	0.679
8	$0.5 \times 0.44 \times 0.44 \times 1.80 =$	0.174	$1.25 + 0.31 + 0.44 \times 2 / 3 =$	1.853	0.323
9	$(.44 + .31 - .45) \times 3.26 \times 1.8 =$	1.760	$1.25 + .45 + .5(.44 + .31 - .45) =$	1.850	3.257
10	$1.25 \times 4.5 \times 1.8 =$	10.125	$3.25 - 1.25 / 2 =$	2.625	26.578
sc	$1 \times 1.25 =$	1.250	$3.25 - 1.25 / 2 =$	2.625	3.281
	$\Sigma F_v =$	22.113T		$\Sigma M =$	47.220T.m



# Calculo del Momento Volcador

## Fuerzas Desestabilizadoras

Para el cálculo de las fuerzas desestabilizadoras consideraremos que el ángulo de fricción interna es  $\phi=33^\circ$

**Coefficiente de empuje activo (RANKINE)**  $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.295$

Empuje del relleno  $E1 = \frac{1}{2} \gamma_s k_a H^2 = 0.5 \times 1.8 \frac{T}{m^3} \times 0.295 \times (5m)^2 = 6.638T / \text{metro de ancho}$

Empuje de la sobrecarga  $E2 = SC \times k_a H = (1 \frac{T}{m^2}) \times 0.295 \times 5m = 1.475T / \text{metro de ancho}$

Momento de volteo por efecto del empuje del relleno

$$M1 = E1 \times \frac{H}{3} = 6.638 \times \frac{5}{3} = 11.06T.m / \text{metro de ancho}$$

Momento de volteo por efecto del empuje de la sobrecarga

$$M2 = E2 \times \frac{H}{2} = 1.475 \times \frac{5}{2} = 3.69T.m / \text{metro de ancho}$$

$$\text{Empuje de volteo total} = E1 + E2 = 6.638 + 1.475 = 8.113T$$

$$\text{Momento de volteo total} = M1 + M2 = 11.06 + 3.69 = 14.75T.m$$

# Calculo de factores de seguridad y chequeo de presiones

## Factor de seguridad por deslizamiento

$$FSD = \frac{\mu \cdot \Sigma F_v}{\text{Empuje}} = \frac{0.6 \times 22.113}{8.113} = 1.64 > 1.5$$

Coef. de deslizamiento

CORRECTO

## Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \frac{\Sigma M_{\text{estabiliz ante}}}{\text{Momento volteo}} = \frac{47.22}{14.75} = 3.20 > 2.0$$

CORRECTO

## Evaluación de las presiones sobre el terreno

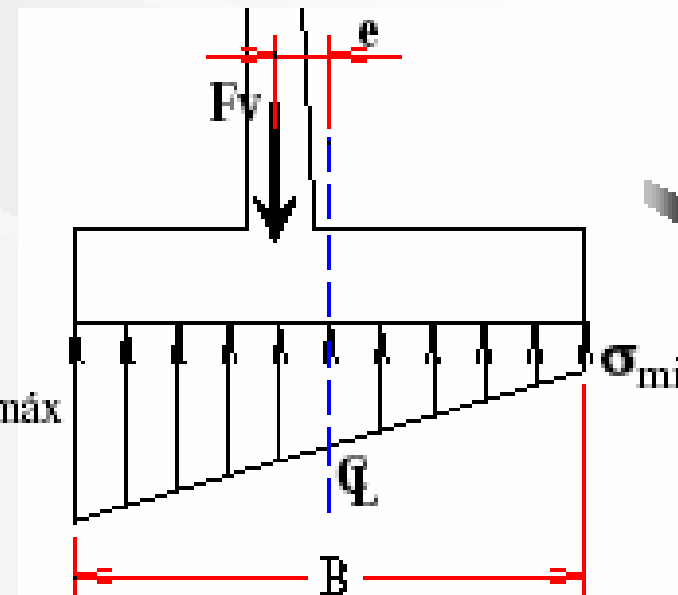
$$x = \frac{M_{\text{estabiliz}} - M_{\text{volteo}}}{F_v} = \frac{47.22 - 14.75}{22.113} = 1.468 \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x = 3.25 / 2 - 1.468 = 0.156 \text{m}$$

Como  $[B/6 = 0.542] > [e = 0.156]$  la resultante cae en el tercio central

$$\sigma = \frac{F_v}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{22.113}{3.25} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.156}{3.25} \right)$$

$\sigma_{\text{máx}} = 8.76 \text{T/m}^2$   
 $\sigma_{\text{mín}} = 4.84 \text{T/m}^2$



# CASO II: (Estribo con Puente)

## Momentos Volcadores y Estabilizadores

### Fuerzas Estabilizadoras

DESCRIPCION	PESO	BRAZO	MOMENTO
PESO ESTRIBO+PESO RELLENO+S/C	22.11T		47.22T.m
REACCION POR PESO PROPIO	3.895T	$1.25+0.5/2 = 1.50\text{m}$	5.84T.m
REACCION POR SOBRECARGA	5.606T	$1.25+0.5/2 = 1.50\text{m}$	8.41T.m
	$\Sigma Fv =$ 31.61T	$\Sigma M_{\text{estab}} =$	61.47T.m

### Fuerzas Desestabilizadoras

DESCRIPCION	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
Empuje del relleno+s/c (EA)	8.113T	-----	14.750T.m
Fza. de Fricción (5%PD)	$0.05 \times 3.895 = 0.195\text{T}$	4.6m	0.897T.m
Fza. de Frenado (5%PL)	$0.05 \times 5.606 = 0.280\text{T}$	6.8m	1.904T.m
	<u>Empuje Total = 8.588T</u>		<u>Momento Volteo = 17.551T.m</u>

# Factores de seguridad y presiones en el terreno

## Factor de seguridad por deslizamiento

$$FSD = \frac{\mu \cdot \Sigma F_v}{\text{Empuje}} = \frac{0.6 \times 31.61}{8.588} = 2.21 > 1.5$$

CORRECTO

## Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \frac{\Sigma M_{\text{estabiliz ante}}}{\text{Momento volteo}} = \frac{61.47}{17.551} = 3.50 > 2.0$$

CORRECTO

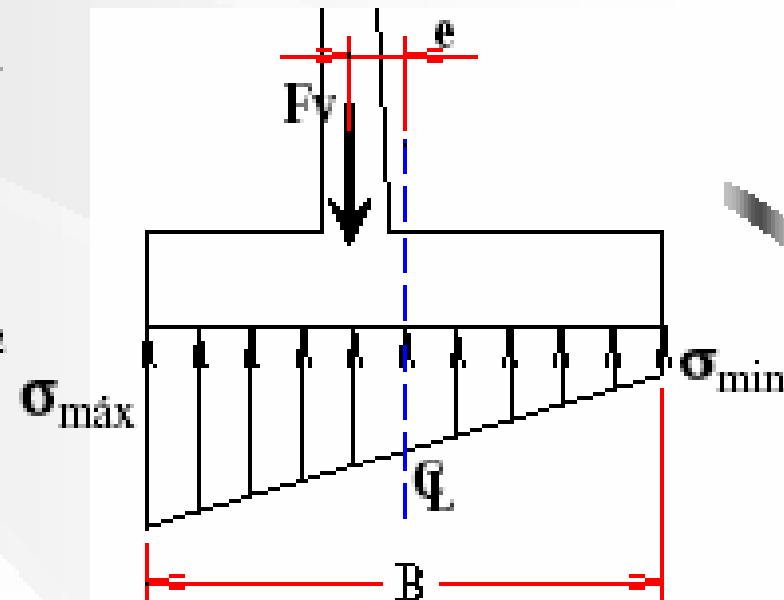
## Evaluación de las presiones sobre el terreno

$$x = \frac{M_{\text{estabiliz}} - M_{\text{volteo}}}{F_v} = \frac{61.47 - 17.551}{31.61} = 1.389 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x = 3.25 / 2 - 1.389 = 0.236 \text{ m}$$

Como  $[B/6 = 0.542] > [e = 0.24]$  la resultante cae en el tercio central

$$\sigma = \frac{F_v}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{31.61}{3.25} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.236}{3.25} \right)$$
$$\sigma_{\text{máx}} = 13.96 \text{ T/m}^2$$
$$\sigma_{\text{mín}} = 5.49 \text{ T/m}^2$$



## **CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)**

**En el caso de un evento sísmico el empuje del terreno sobre el estribo se ve incrementado y con la adición de las fuerzas inerciales tanto de la superestructura como de la infraestructura hacen que la estabilidad del estribo sea mas critica.**

**Por tratarse de un evento súbito, el código permite una reducción de los factores de seguridad a 1.50 en volteo y 1.125 al deslizamiento.**

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Teoría de Mononobe Okabe

Existen diversas teorías para evaluar el incremento del empuje de tierras, siendo el mas popular la teoría de MONONOBE – OKABE, que es una extensión de la teoria de deslizamiento de Coulomb.

Según MONONOBE – OKABE el empuje de tierras en caso de un evento sísmico, esta dado por:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE}$$

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Coeficiente de Presión de suelo:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) * \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

Donde:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del relleno

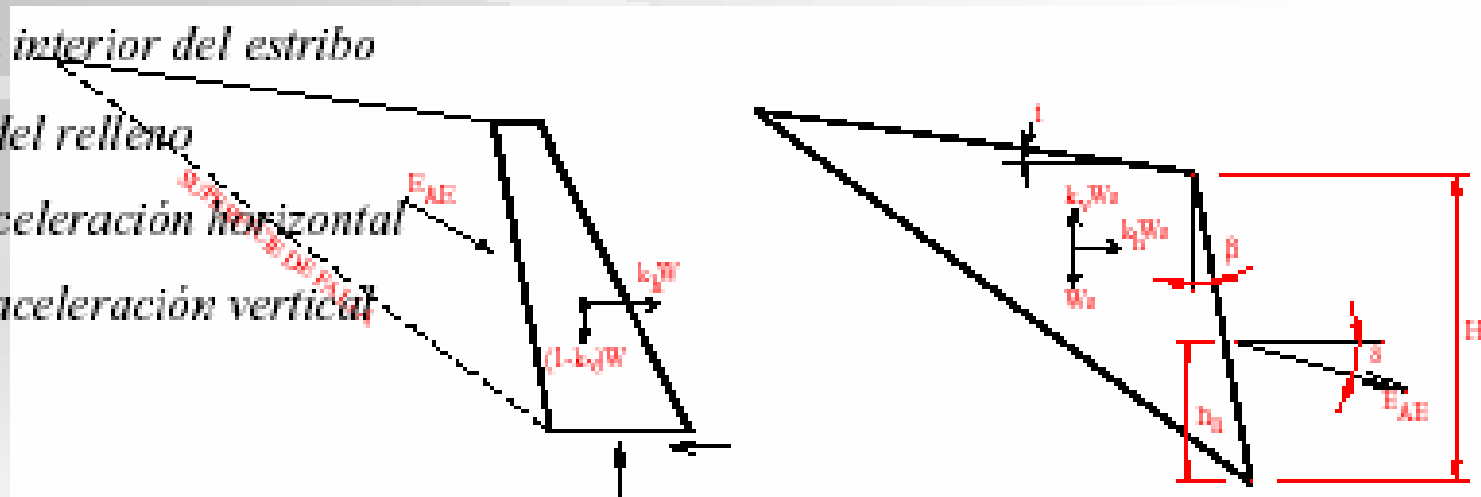
$\delta$  = ángulo de fricción entre las paredes del muro y el relleno (varía de 0.5 @ 3/4 de  $\phi$ )

$\beta$  = ángulo de la cara interior del estribo

$i$  = ángulo del talud del relleno

$K_h$  = coeficiente de aceleración horizontal

$K_v$  = coeficiente de aceleración vertical



# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Calculo de los Coeficientes de Aceleración Kh y Kv:

Supondremos que nuestro estribo se encuentra en el departamento de Ancash y esta emplazado en un conglomerado conformado por grava arenosa densa.

Según el reglamento sísmico peruano, el coeficiente horizontal esta dado por:

$$K_h = \frac{Z.U.S.C}{R}$$

Donde:  $Z=0.4$  (factor de zona) ZONA 3

$U=1.5$  (factor de uso e importancia) estructuras importantes

$S=1.0$  (factor de suelo) estrato rocoso

$C=2.5$  (factor de amplificación sísmica)

$R=7.5$  (coeficiente de reducción sísmica)

$$K_h = \frac{Z.U.S.C}{R} = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.0 \times 2.5}{7.5} = 0.2$$



# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Parametros Sismicos

$Z$  = (FACTOR DE ZONA) es la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, varía de acuerdo a la sismicidad de la zona

ZONA 1     $Z=0.15$

ZONA 2     $Z=0.3$

ZONA 3     $Z=0.4$

$U$  = (FACTOR DE IMPORTANCIA) cada estructura debe ser clasificada de acuerdo al riesgo que originaría su colapso y su importancia que representa

$S$  = (FACTOR DE SUELO) varía de acuerdo al tipo de emplazamiento de la estructura desde suelos rígidos con coeficientes  $S=1$  hasta suelos muy flexibles con  $S=1.4$

$C$  = (FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA) Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructura respecto a la aceleración del suelo, tiene un tope de 2.5

$R$  = (COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA) Este coeficiente varía de acuerdo al tipo de configuración estructural, teniendo valores más altos en estructuras más dúctiles

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Coeficiente de Aceleración vertical $K_v$

*El coeficiente de aceleración vertical se puede considerar un porcentaje del coeficiente de aceleración horizontal. Algunos investigadores recomiendan que este porcentaje sea un 50% mientras que otros recomiendan despreciarlo*

*Para el presente análisis nosotros consideraremos  $K_v=50\%K_h$*

$$k_v=0.10$$

Los parámetros para evaluar el coeficiente de empuje activo son

$$\phi = 33^\circ$$

Ang de fricción interna

$$\delta = 0.5 \times 33 = 16.5^\circ$$

$$i = 0^\circ$$

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{0.45 - 0.31}{3.26} \right) = 2.46^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.2}{1 - 0.1} \right) = 12.53^\circ$$

Luego el valor de  $K_{AE}$  reemplazando los valores adecuadamente será

$$K_{AE} = 0.448$$

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Calculo del Momento por Sismo (debido al empuje del suelo)

*El empuje de tierras incluyendo el efecto sísmico es:*

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} = \frac{1}{2} \times 1.8 \frac{T}{m^3} \times (5m)^2 (1 - 0.1) \times 0.448 = 9.072 T / \text{metro de ancho}$$

*El empuje de tierras según la teoría de Rankine (sin sismo) es:*

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_s k_a H^2 = 0.5 \times 1.8 \frac{T}{m^3} \times 0.295 \times (5m)^2 = 6.638 T / \text{metro de ancho}$$

*En consecuencia el empuje de tierras solo por efecto sísmico será la diferencia*

$$\Delta E = E_{AE} - E_1 = 9.072 - 6.638 = 2.434 T$$

Este empuje por efecto sísmico actúa aproximadamente a mitad de altura del estribo

$$M_{sismo} = \Delta E \cdot \frac{H}{2} = 2.434 T \cdot \frac{5m}{2} = 6.085 T \cdot m / \text{metro de ancho}$$

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Momento Volcador

*El cálculo de la fuerza inercial del estribo es igual a su peso multiplicado por el coeficiente horizontal sísmico y actúa en su centro de gravedad*

ELEMENTO	Fuerza Inercial	BRAZO VERTICAL	MOMENTO
1	$0.25 \times 0.40 \times 2.4 \times 0.2 = 0.048$	$5 - 0.4/2 = 4.8$	0.230
2	$0.44 \times 0.40 \times 2.4 \times 0.2 = 0.084$	$5 - 0.4 - 0.4/2 = 4.4$	0.372
3	$0.5 \times 0.44 \times 0.44 \times 2.4 \times 0.2 = 0.046$	$5 - 0.8 - 0.44/3 = 1.707$	0.079
4	$0.31 \times 4.1 \times 2.4 \times 0.2 = 0.610$	$0.5 + 4.1/2 = 2.55$	1.556
5	$0.5 \times 3.26 \times (.45 - .31) \times 2.4 \times 0.2 = 0.110$	$0.5 + 3.26/3 = 1.587$	0.174
6	$3.25 \times 0.5 \times 2.40 \times 0.2 = 0.780$	$0.5/2 = 0.25$	0.195
$\Sigma FI =$			$\Sigma MI =$
1.679T			2.606T.m

*La fuerza inercial que ejerce la superestructura sobre el estribo puede considerarse como un porcentaje de su peso actuando a nivel de la cajuela del estribo. Se puede considerar un 15% del peso de la superestructura*

*2 veces la reacción por cargas permanentes*

$$\begin{aligned}
 F_{\text{superestructura}} &= 0.15 \times \text{Peso Puente} \\
 &= 0.15 \times (2 \times 3.895) = 1.169T
 \end{aligned}$$

# CASO III: (Estribo con Puente + Sismo)

## Momento Volcador y Estabilizador

### Fuerzas Desestabilizadoras

DESCRIPCION	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
Empuje del relleno(rankine)	$E1=6.638T$	----	$M1=11.06T.m$
Empuje por sismo( $\Delta E$ )	$=2.434T$	2.5m	6.085T.m
Fza inercial del estribo	1.679T	----	2.606T.m
Fza inercial de la superestructura	1.169T	4.6m	5.377T.m
	<u>Empuje Total =11.920T</u>		<u>Momento volteo=25.128T.m</u>

### Fuerzas Estabilizadoras

DESCRIPCION	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
Peso del estribo + s/c	22.113T	----	47.220T.m
s/c	-1.25T	2.625m	-3.281T.m
Reacción del Puente en el estribo	3.895T	1.50m	5.84 T.m
	<u>Fv =24.758T</u>		<u>Momento estab=49.779T.m</u>

# Analisis por Estabilidad

## Factor de seguridad por deslizamiento

$$FSD = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\text{Empuje}} = \frac{0.6 \times 24.758}{11.92} = 1.246 > 1.125 \quad \text{CORRECTO}$$

## Factor de seguridad por volteo

$$FSV = \frac{\sum M_{\text{estabiliz}}}{\text{Momento volteo}} = \frac{49.779}{25.128} = 1.98 > 1.5 \quad \text{CORRECTO}$$

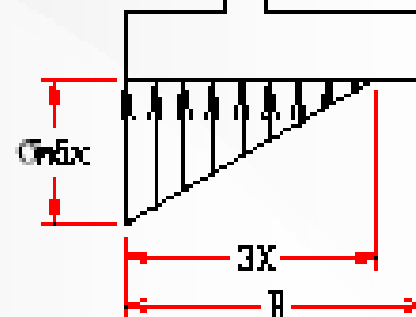
## Evaluación de las presiones sobre el terreno

$$x = \frac{M_{\text{estabiliz}} - M_{\text{volteo}}}{F_v} = \frac{49.779 - 25.128}{24.758} = 0.996 \text{ m}$$

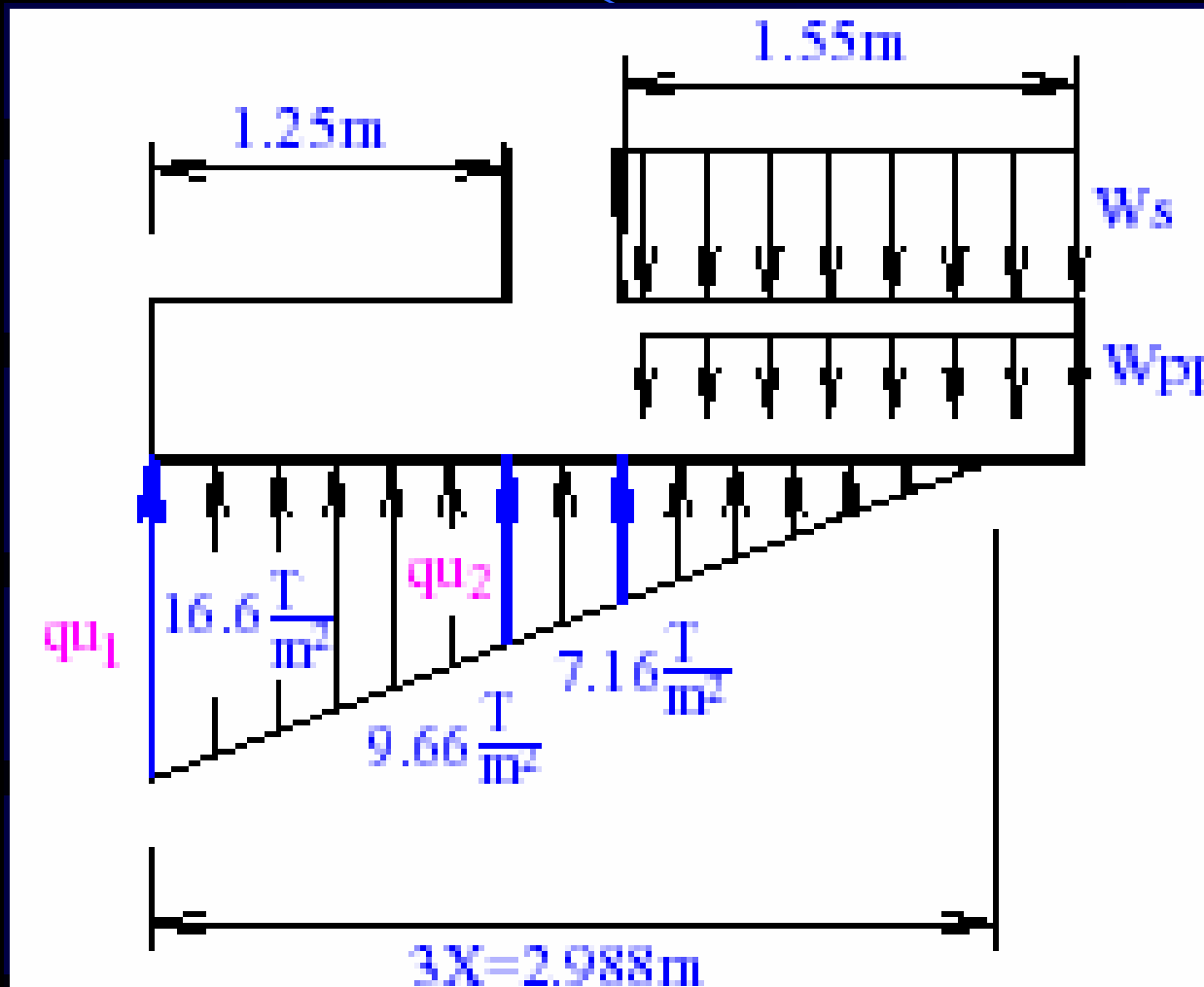
$$e = \frac{B}{2} - x = 3.25 / 2 - 0.996 = 0.629 \text{ m}$$

Como  $[B/6 = 0.542] < [e = 0.629]$  la resultante no cae en el tercio central

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2F_v}{3x} = \frac{2 \times 25.113}{3 \times 0.996} = 16.6 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \left[ 1.66 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$



# DISEÑO DE LA ZAPATA

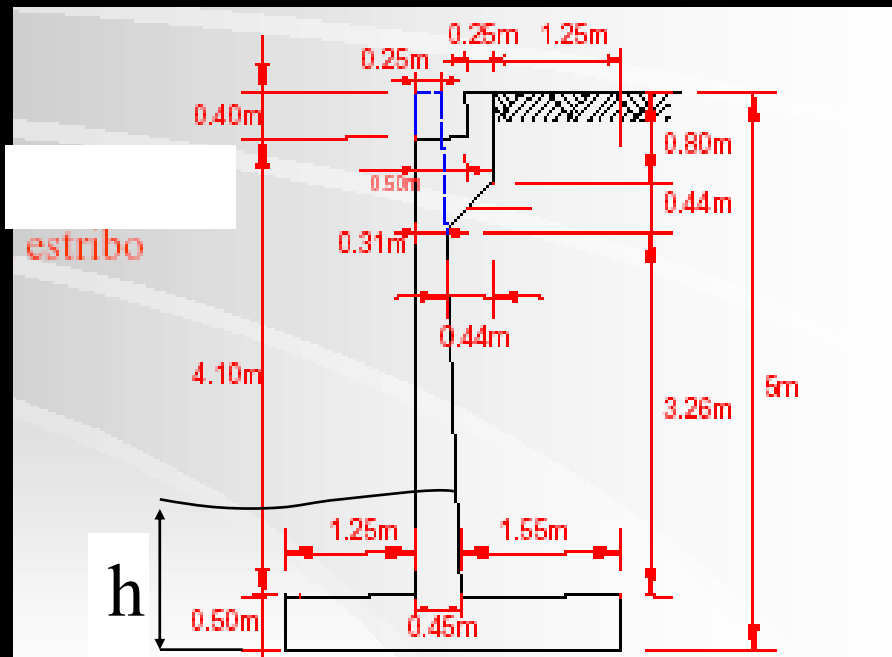


# DISEÑO DE LA ZAPATA

El Diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno, en nuestro ejemplo es el tercer caso (con sismo):

$$W_s = 1.8 \times 1.00 \times 4.50 = 8.10 \text{ T/m}$$

$$W_{pp} = 0.50 \times 1.00 \times 2.40 = 1.20 \text{ T/m}$$





# COMBINACIONES DE CARGA

<b>I</b>	$1,3(D + 1,67(L+I) + CF + 1,3E + B + SF)$	
<b>IA</b>	$1,3( D + 2,2(L + I))$	Aplicable para sobrecarga inferior a la HS20
<b>IB</b>	$1,3(D + (L+I) + CF + 1,3E)$	
<b>II</b>	$1,3(D + 1,3E + B + SF + W)$	
<b>III</b>	$1,3(D + (L+I) + CF + 1,3E + B + SF + 0,3W + WL + LF)$	
<b>IV</b>	$1,3(D + (L+I) + CF + 1,3E + B + SF + (R + S + T))$	
<b>V</b>	$1,25(D + 1,3E + B + SF + W + (R + S + T))$	
<b>VI</b>	$1,25(D + (L + I) + CF + 1,3E + B + SF + 0,3W + WL + LF + (R + S + T))$	
<b>VII</b>	$1,3(D + 1,3E + B + SF + EQ)$	
<b>VIII</b>	$1,3(D + (L + I) + CF + 1,3E + B + SF + ICE)$	
<b>IX</b>	$1,2(D + 1,3E + B + SF + W + ICE)$	
<b>X</b>	$1,3(D + 1,67(L + I) + 1,3E)$	

D = CARGA MUERTA

I = IMPACTO POR CARGA VIVA

B = FUERZA DE SUBPRESION

WL = CARGA DE VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

LF = FUERZA LONGITUDINAL POR CARGA VIVA

CF = FUERZA CENTRIFUGA

EQ = FUERZA SISMICA

ICE = PRESION CAUSADA POR EL HIELO O NIEVE

L = CARGA VIVA

E = PRESION DE TIERRA

W = CARGA DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

S = CONTRACCION

T = TEMPERATURA

SF = PRESION DE FLUJO DE LA CORRIENTE

R = FRICCION POR DILATACION

# COMBINACIONES DE CARGA

$$\text{GRUPOS}(N) = \gamma [ \beta_D * D + \beta_L (L+I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S+T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE ]$$

DONDE:

N = Número de Grupo

$\gamma$  = Factor de Carga (Ver Tabla)

$\beta$  = Coeficiente (Ver Tabla)

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

I = Impacto de Carga Viva

E = Presión de Tierra

B = Subpresión

W = Carga de Viento sobre estructura

W = Carga de Viento sobre Carga Viva

LF = Fuerza Longitudinal de Carga Viva

CF = Fuerza Centrifuga

R = Acortamiento

S = Contracción

T = Temperatura

EQ = Sismo

SF = Presión de flujo de corriente

ICE = Presión de hielo



$(L+1)_n$  = Carga viva normal de diseño

$(L+1)_e$  = Carga viva excepcional de diseño

### **Para diseño por cargas de servicio**

El no incremento en Esfuerzos Unitarios Permisible será permitido para miembros o conexiones llevando solamente cargas de viento.

$\beta_E = 0.70$  Para cajones de concreto reforzado.

$\beta_E = 0.83$  Para todos los otros tipos de alcantarillas.

$\beta_E = 1.0$  y  $0.5$  para cargas laterales en pórticos rígidos.

### **Para diseño por factores de carga**

Para todas las cargas menores que H20, serán hechos para una carga pesada no frecuente aplicando el grupo I-A, para una carga viva asumida para ocupar una línea singular sin concurrir cargas en otra Línea.

$\beta_E = 1.3$  Para Presión de tierra horizontal y  $0.5$  para el chequeo de momentos positivos en pórticos rígidos.

### **En columnas**

$\beta_E = 1.0$  Para presión de tierra vertical.

$\beta_0 = 0.75$  Cuando chequeamos Miembros con mínimo de carga axial y máximo momento o excentricidad máxima

$\beta_0 = 1.00$  Cuando chequeamos miembros con máxima de carga axial y mínimo momento.

### **Otros**

$\beta_0 = 1.0$  Para miembros en tensión y flexión.

$\beta_E = 1.0$  Alcantarillas rígidas.

$\beta_E = 1.67$  Alcantarillas flexibles.

# Diseño de la Zapata Anterior (punta)

$$qu_1 = 1.3 (-1.20 + 1.30 \times 16.60) = 26.50 \text{ Tn/m}$$

$$qu_2 = 1.3 (-1.20 + 1.30 \times 9.66) = 14.80 \text{ Tn/m}$$

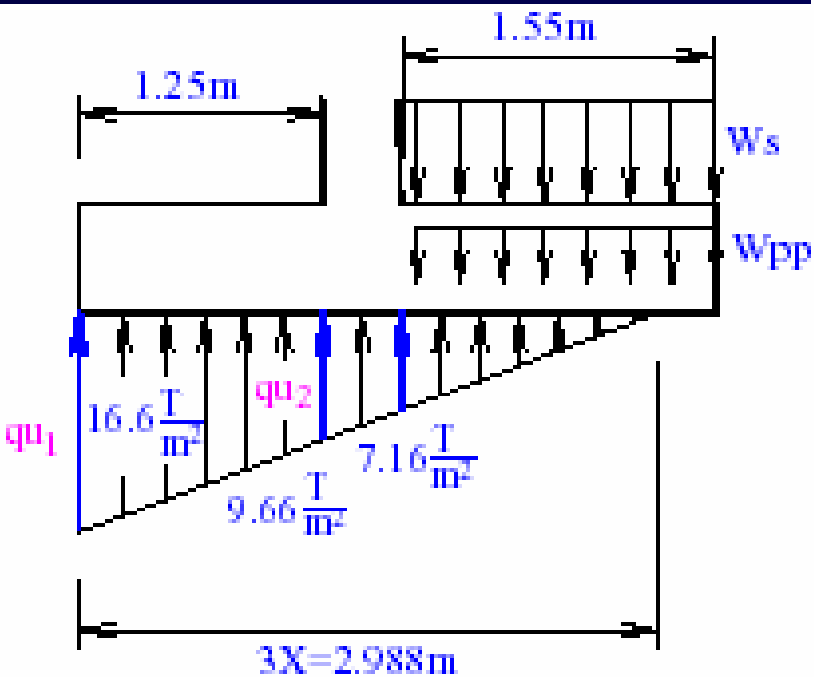


Diagrama de Fzas. Cortantes

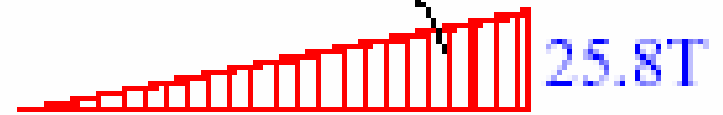


Diagrama de Mtos. Flectores

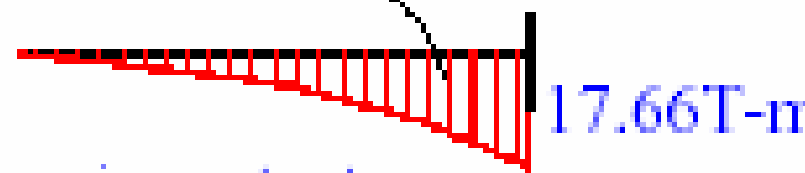
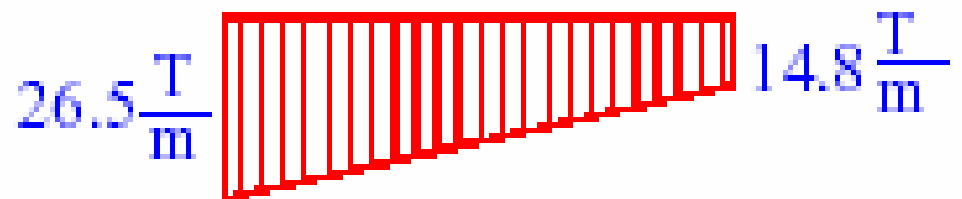


Diagrama de presiones actuantes



# Identificación del tipo de Falla:

## Calculo del Momento Resistente

Falla x Tracción → Diseño como Simplemente reforzada

Falla x Compresión → Diseño como Doblemente reforzada

## Peralte efectivo de la Zapata

$$D = 50 - 7.50 - 1.59/2 = 41.70 \text{ cm.}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

**Para:**

$$M_u = 17.66 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 11.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 10.07 \text{ cm}^2$$

# Refuerzo Mínimo

“Cualquier sección de un miembro sometido a flexión, el refuerzo de acero será el necesario para desarrollar un momento como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento.”

El requerimiento de refuerzo por agrietamiento, puede ser reemplazado si el refuerzo suministrado es 1/3 mayor que el refuerzo requerido por el análisis.

El refuerzo por contracción de flujo plástico y/o temperatura será como mínimo 2.64cm<sup>2</sup> por metro lineal

## Momento de Agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_{tr} I_g}{c}$$

donde :

$f_{tr} = 2\sqrt{f'c}$	(esfuerzo de tracción por flexión del concreto)
$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3$	(momento de inercia de la sección no agrietada)
$c = \frac{h}{2}$	(prof. del E. N. de la sección no agrietada)

# Calculo del Acero

MOMENTO DE AGRIETAMIENTO (para el calculo del As min)

$$1.2M_{cr} = 1.2 \frac{2\sqrt{210 \times 100 \times 50^3} / 12}{50 / 2} \times 10^{-5} = 14.49 \text{ T.m}$$

$$A_{s_{cr}} = 9.4 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s > A_{s_{min}}$  Rige:  $A_s = 11.58 \text{ cm}^2$

$\Phi 58'' @ 0.17$  (valor Teorico)

Usamos  $\Phi 58'' @ 0.15 \text{ m}$ .

## VERIFICACION POR CORTE:

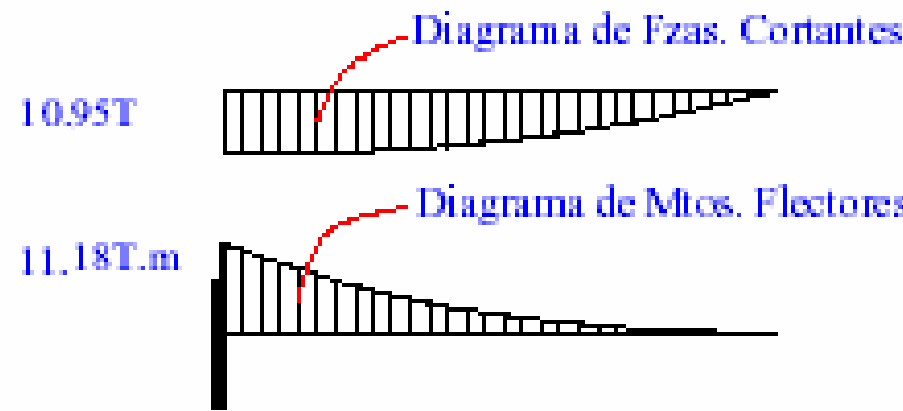
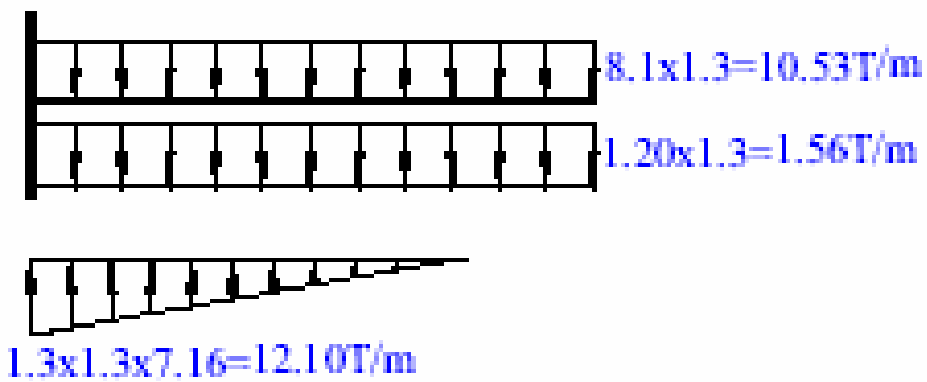
$$V_{\text{permisible}} = \Phi 0.53 (210)^{1/2} = 6.52 \text{ kg/cm}^2$$

El maximo esfuerzo de corte actuante es:

$$v = \frac{25.80 \times 10^3}{100 \times 41.7} = 6.19 \text{ Kg / cm}^2$$

OK!!





Para  $M_u = 11.18 \text{ Tn-m}$        $A_s = 7.24 \text{ cm}^2$

Acero minimo por agrietamiento :  $A_s = 9.40 \text{ cm}^2$

Como  $A_s < A_{s \text{ min}}$      $\rightarrow$      $A_s = 9.40 \text{ cm}^2$

Podemos emplear:

$\Phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m.}$

**Se debe realizar la Verificacion por Corte**

# Zapata Posterior (TALON)

**Refuerzo Transversal:**

**Emplearemos el acero correspondiente al de temperatura**

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \ b \ x \ t$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \ x \ 100 \ x \ 50 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (usar la mitad en cada cara)}$$

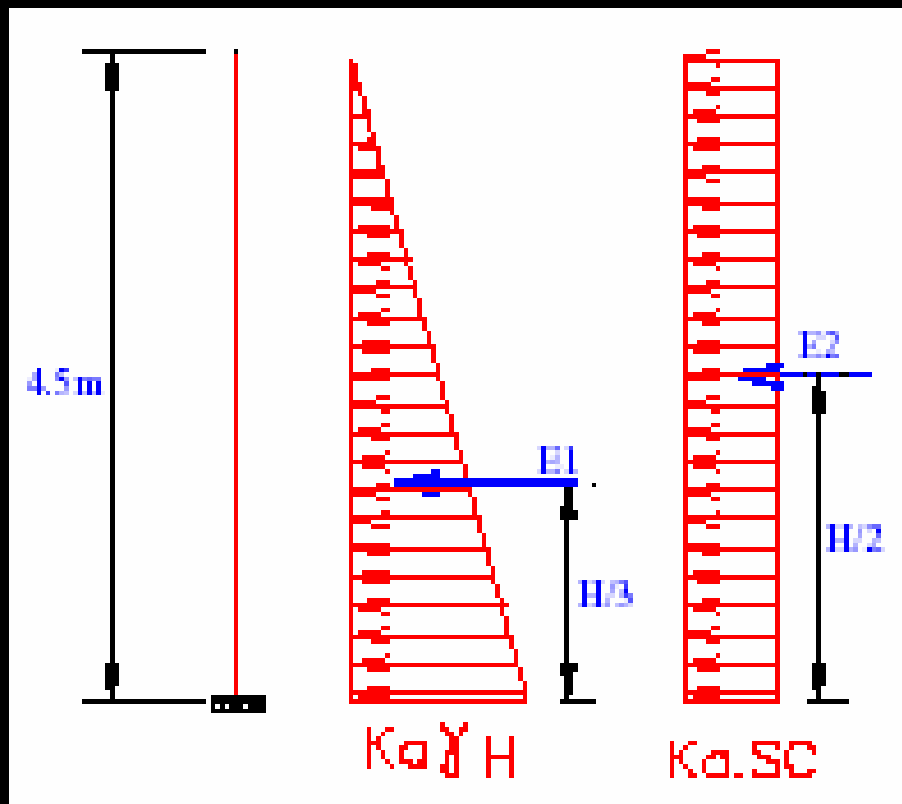
$\Phi$  1/2" @ 0.30 m.

# DISEÑO DE LA PANTALLA

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot ka \cdot h^2 = 0.5 \times 1.8 \times 0.295 \times 4.5^2 = 5.38 \text{ T}$$

$$E_2 = sc \cdot ka \cdot h = 1.0 \times 0.295 \times 4.5 = 1.33 \text{ T}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = E_1 \times \frac{h}{3} + E_2 \times \frac{h}{2} = 5.38 \times \frac{4.5}{3} + 1.33 \times \frac{4.5}{2} = 11.06 \text{ T.m}$$



# DISEÑO DE LA PANTALLA

Verificación del espesor de la garganta en la pantalla:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{2M}{f_c k_i b}} = \sqrt{\frac{2 \times 11.06 \times 10^5}{84 \times 0.333 \times 0.889 \times 100}} = 29.8 \text{ cm}$$

## Momento Factorado:

$$M_u = 1.3 (1.3 * 11.06) = 18.7 \text{ Tn-m}$$

$$M_r = 0.167 f_c x b x d^2$$

$$d = 23 \text{ cm.}$$

## Peralte Efectivo en la garganta

$$d = 45.5 - 5 - 1.912 = 39.045 \text{ cm.} > d_{\min} \quad \text{OK}$$

# DISEÑO DE LA PANTALLA

## Refuerzo minimo vertical, en la zona de tracción (ACI)

$$0.0018 \times 100 \times 39.045 = 7.03 \text{ cm}^2 \text{ (en la garganta)}$$

$$0.0018 \times 100 \times 19.045 = 3.43 \text{ cm}^2 \text{ (en el extremo superior)}$$

## Momento Factorado debido al empuje de tierras:

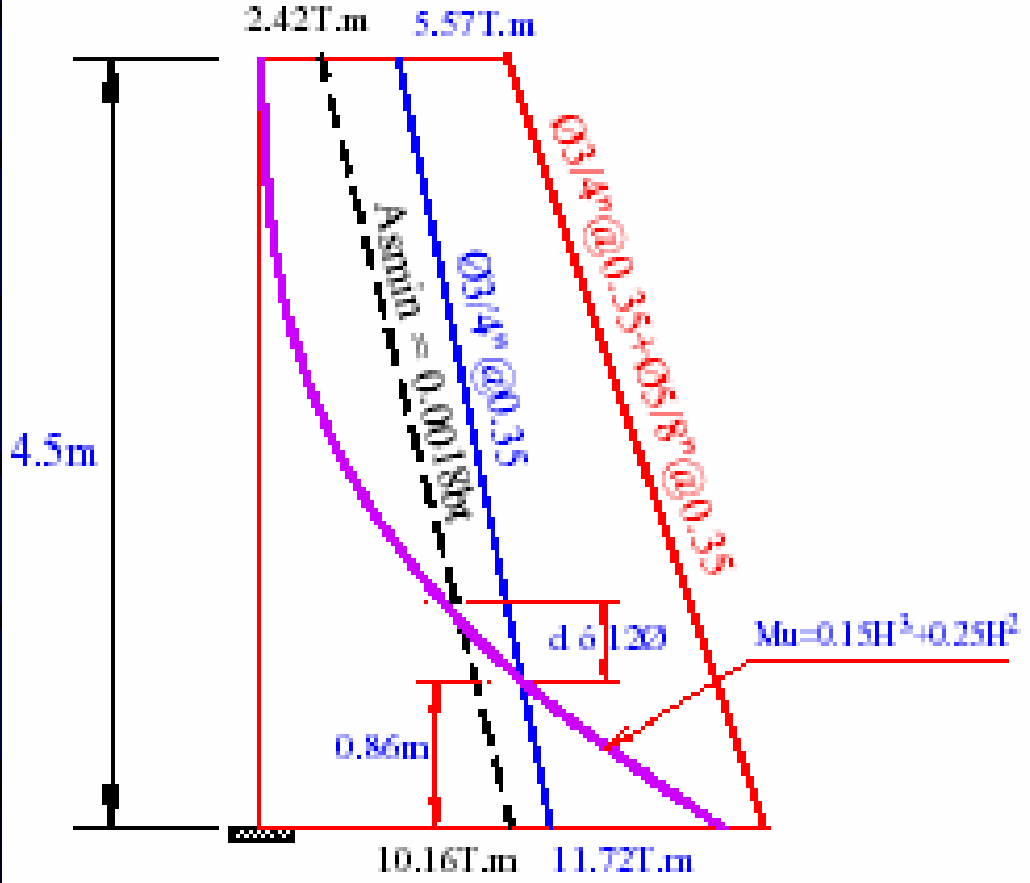
$$M_u = 1.69 (E_1 \times h/3 + E_2 \times h/2) = 0.15 h^3 + 0.25 h^2$$

Momento máximo en la Base:

$$M_u = 18.73 \text{ Tn- m} \quad A_s = 13.22 \text{ cm}^2$$

El momento flector en la pantalla decrece rapidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta en la parte superior no es necesario colocar la misma cantidad de acero que en la base. El espaciamiento en la Base es de:

$$\Phi 3/4 @ 0.35 \text{ m} + \text{Usar } \Phi 58'' @ 0.35 \text{ m}$$



Para  $A_s = 13.22 \text{ cm}^2$  en la base usamos  $\phi 3/4 @ 0.35 + \phi 5/8 @ 0.35$

El código ACI, especifica que cualquier barra debe extenderse más allá del punto donde ya no se necesita para resistir esfuerzos de flexión, a lo largo de una distancia igual a  $d$  ó  $12\phi$  de la barra, la que sea mayor.

a 0.86m de la base, el peralte efectivo es  $d = 22.87 \text{ cm}$  y  $12\phi = 12 \times 1.91 = 22.92 \text{ cm}$

Luego la extensión total de la varilla es:  $0.86 \text{ m} + 0.23 \text{ m} = 1.09 \text{ m}$   
usar  $L = 1.20 \text{ m}$

# Refuerzo Horizontal

Según el ACI:

$P = 0.0020$  para  $\Phi \leq 5/8''$  y  $f_y = 4200 \text{ Kgcm}^2$

$P = 0.0025$  en otros casos

Si el espesor del muro es mayor o igual a 25 cm., entonces usar refuerzo en dos capas:

Acero total =  $0.0020 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2$

(2/3)  $A_s$  total =  $6.0 \text{ cm}^2$  Usar  $\Phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m.}$  (cara anterior)

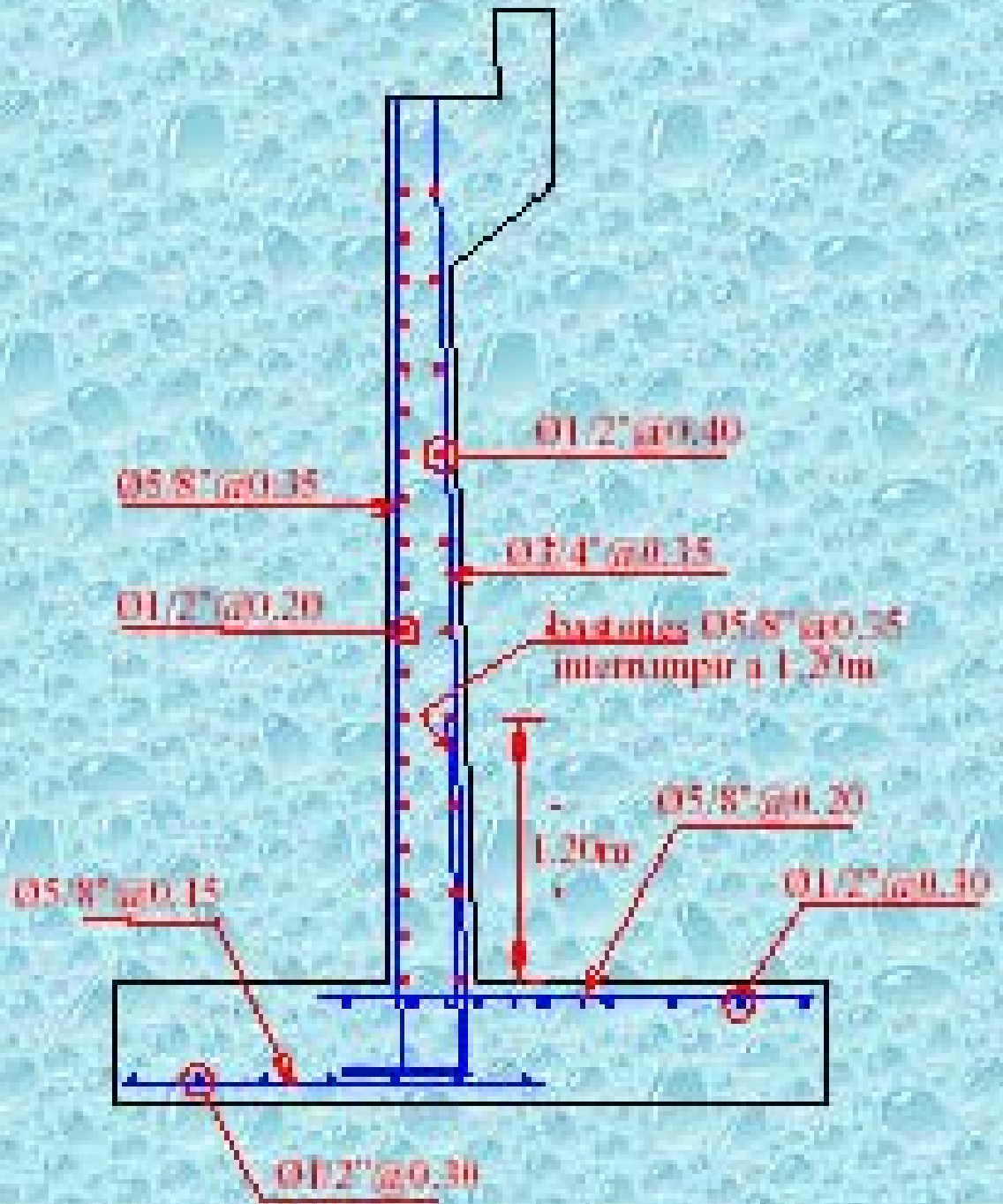
(1/3)  $A_s$  total =  $3.0 \text{ cm}^2$  Usar  $\Phi 1/2'' @ 0.40 \text{ m.}$  (cara posterior)

Se usara refuerzo vertical minimo en la cara anterior de  $0.0012 \text{ bt}$

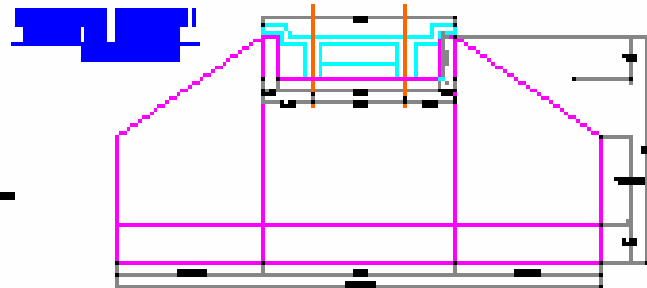
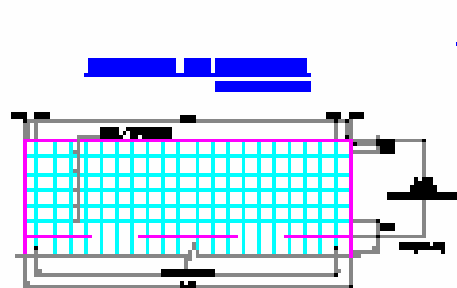
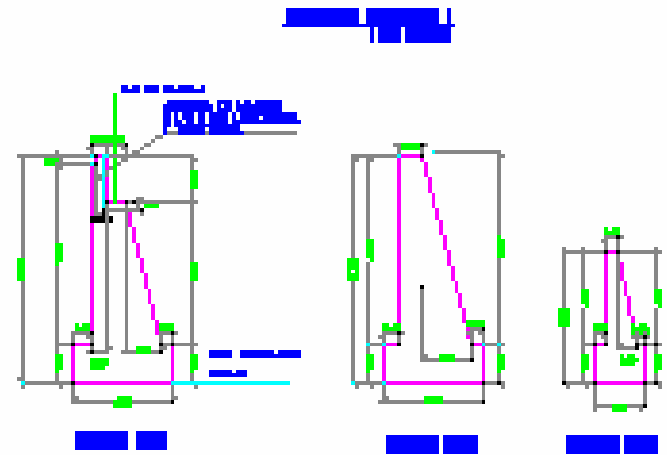
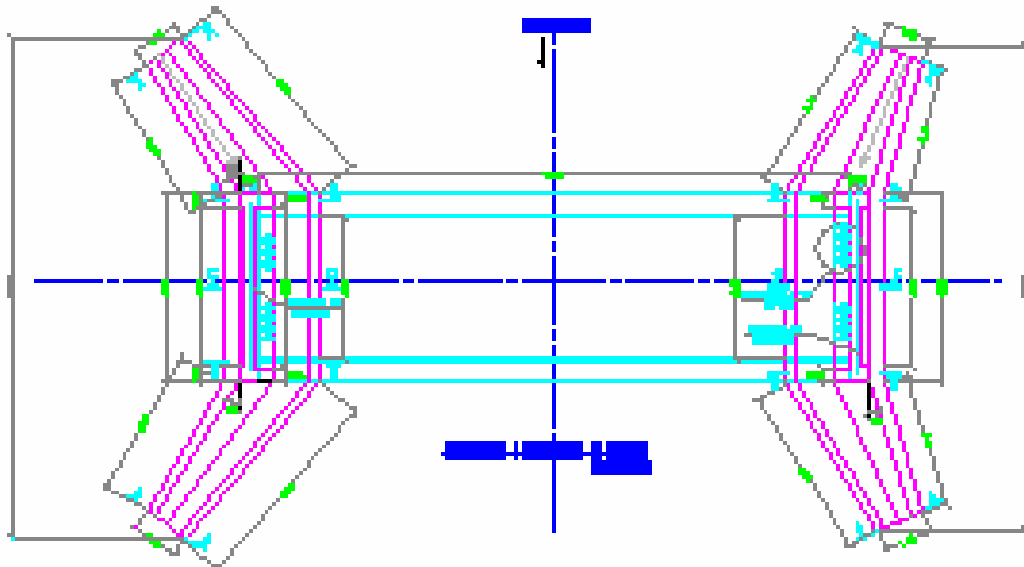
$A_s = 0.0012 \times 100 \times 45 = 5.40 \text{ cm}^2$

Usar  $\Phi 5/8'' @ 0.35 \text{ m}$

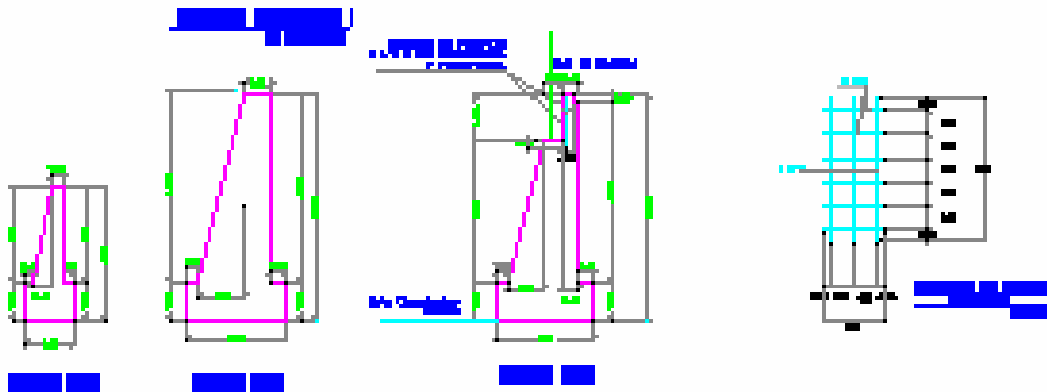
# Detalle del Refuerzo del Estribo



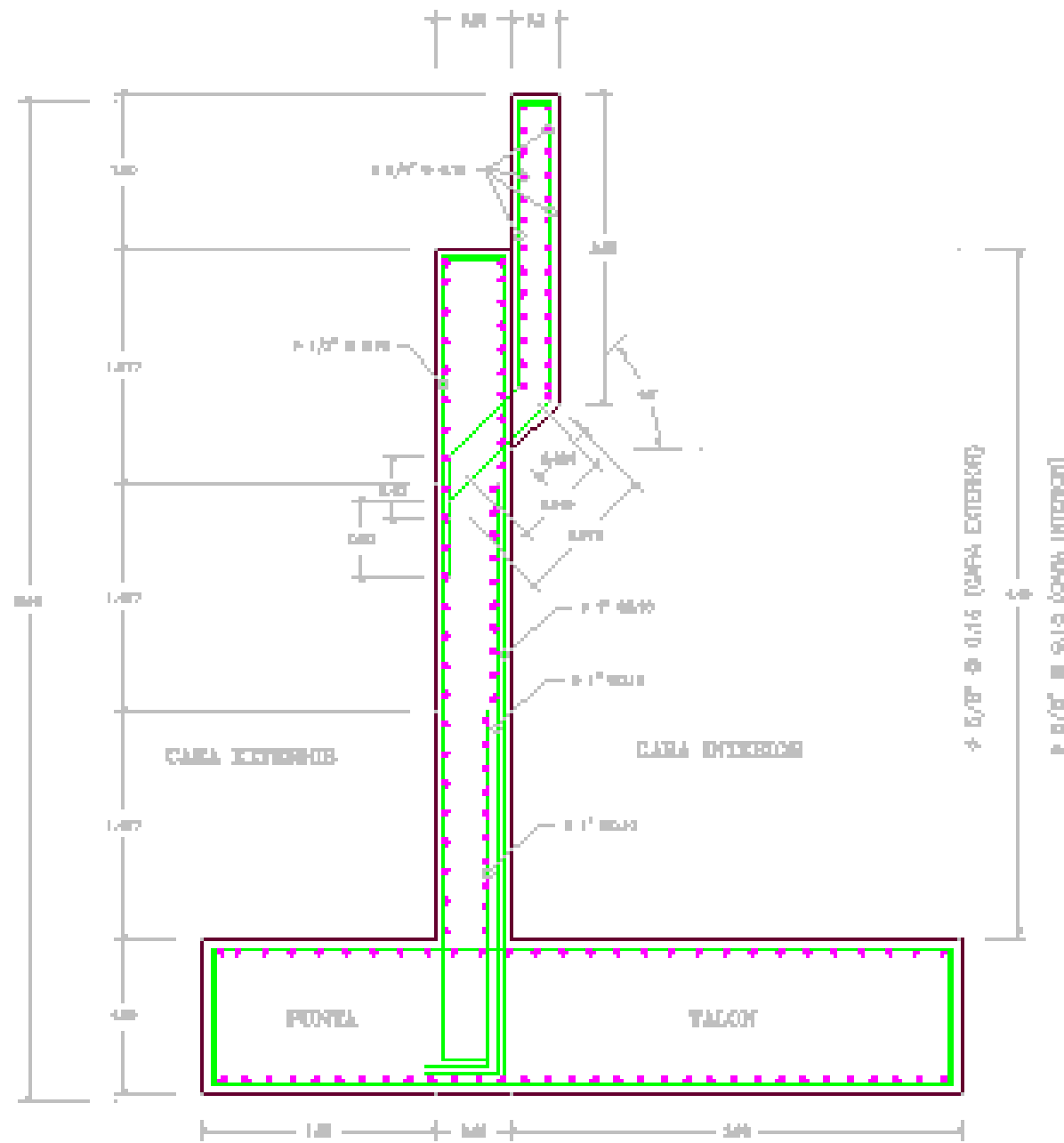




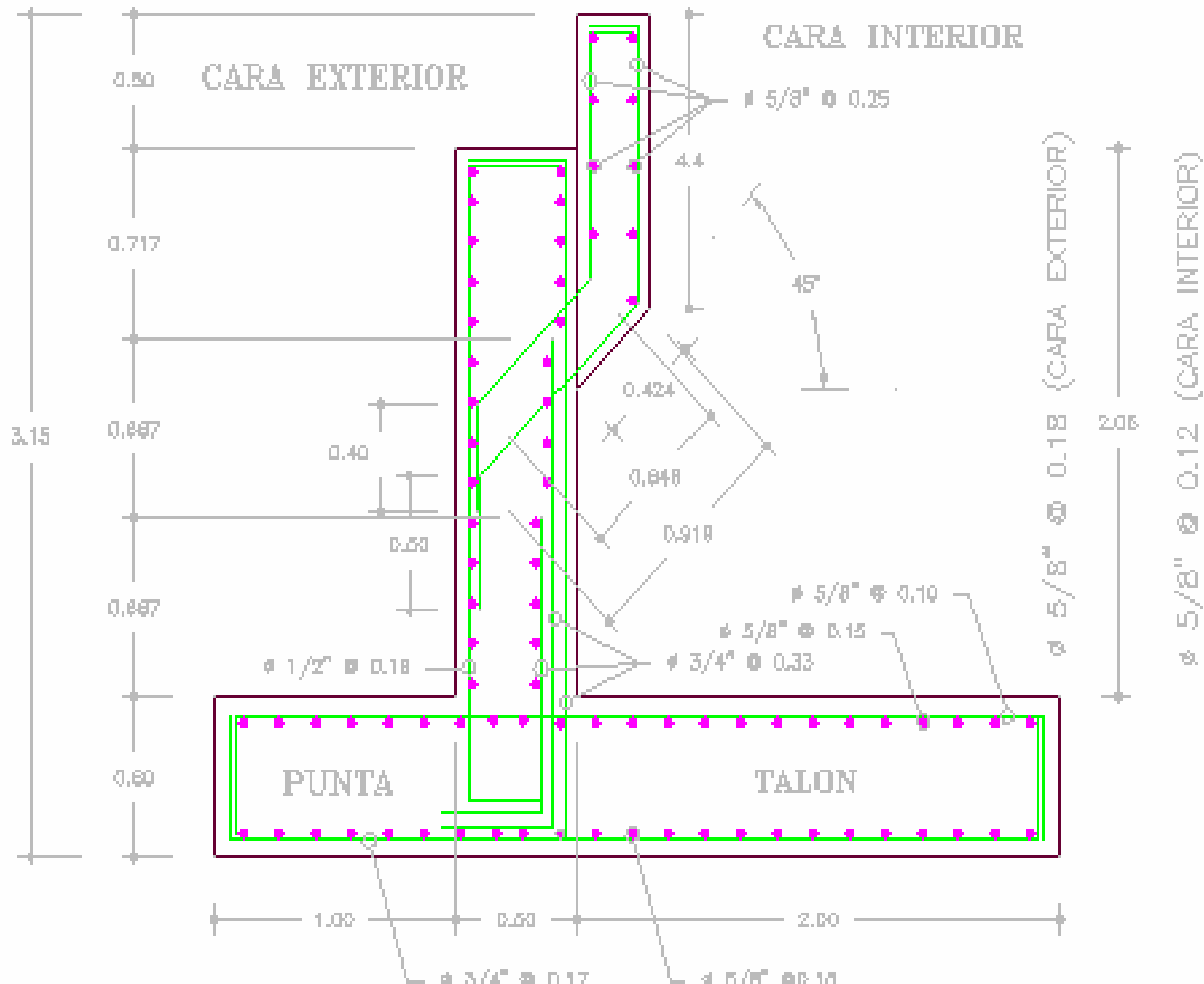
REKAMEN			
No	Uraian	Satuan	Jumlah
1	...	m <sup>2</sup>	...
2	...	m <sup>2</sup>	...
3	...	m <sup>2</sup>	...
4	...	m <sup>2</sup>	...
5	...	m <sup>2</sup>	...
6	...	m <sup>2</sup>	...
7	...	m <sup>2</sup>	...
8	...	m <sup>2</sup>	...
9	...	m <sup>2</sup>	...
10	...	m <sup>2</sup>	...
11	...	m <sup>2</sup>	...
12	...	m <sup>2</sup>	...
13	...	m <sup>2</sup>	...
14	...	m <sup>2</sup>	...
15	...	m <sup>2</sup>	...
16	...	m <sup>2</sup>	...
17	...	m <sup>2</sup>	...
18	...	m <sup>2</sup>	...
19	...	m <sup>2</sup>	...
20	...	m <sup>2</sup>	...
21	...	m <sup>2</sup>	...
22	...	m <sup>2</sup>	...
23	...	m <sup>2</sup>	...
24	...	m <sup>2</sup>	...
25	...	m <sup>2</sup>	...
26	...	m <sup>2</sup>	...
27	...	m <sup>2</sup>	...
28	...	m <sup>2</sup>	...
29	...	m <sup>2</sup>	...
30	...	m <sup>2</sup>	...
31	...	m <sup>2</sup>	...
32	...	m <sup>2</sup>	...
33	...	m <sup>2</sup>	...
34	...	m <sup>2</sup>	...
35	...	m <sup>2</sup>	...
36	...	m <sup>2</sup>	...
37	...	m <sup>2</sup>	...
38	...	m <sup>2</sup>	...
39	...	m <sup>2</sup>	...
40	...	m <sup>2</sup>	...
41	...	m <sup>2</sup>	...
42	...	m <sup>2</sup>	...
43	...	m <sup>2</sup>	...
44	...	m <sup>2</sup>	...
45	...	m <sup>2</sup>	...
46	...	m <sup>2</sup>	...
47	...	m <sup>2</sup>	...
48	...	m <sup>2</sup>	...
49	...	m <sup>2</sup>	...
50	...	m <sup>2</sup>	...



REKAMEN			
No	Uraian	Satuan	Jumlah
1	...	m <sup>2</sup>	...
2	...	m <sup>2</sup>	...
3	...	m <sup>2</sup>	...
4	...	m <sup>2</sup>	...
5	...	m <sup>2</sup>	...
6	...	m <sup>2</sup>	...
7	...	m <sup>2</sup>	...
8	...	m <sup>2</sup>	...
9	...	m <sup>2</sup>	...
10	...	m <sup>2</sup>	...
11	...	m <sup>2</sup>	...
12	...	m <sup>2</sup>	...
13	...	m <sup>2</sup>	...
14	...	m <sup>2</sup>	...
15	...	m <sup>2</sup>	...
16	...	m <sup>2</sup>	...
17	...	m <sup>2</sup>	...
18	...	m <sup>2</sup>	...
19	...	m <sup>2</sup>	...
20	...	m <sup>2</sup>	...
21	...	m <sup>2</sup>	...
22	...	m <sup>2</sup>	...
23	...	m <sup>2</sup>	...
24	...	m <sup>2</sup>	...
25	...	m <sup>2</sup>	...
26	...	m <sup>2</sup>	...
27	...	m <sup>2</sup>	...
28	...	m <sup>2</sup>	...
29	...	m <sup>2</sup>	...
30	...	m <sup>2</sup>	...
31	...	m <sup>2</sup>	...
32	...	m <sup>2</sup>	...
33	...	m <sup>2</sup>	...
34	...	m <sup>2</sup>	...
35	...	m <sup>2</sup>	...
36	...	m <sup>2</sup>	...
37	...	m <sup>2</sup>	...
38	...	m <sup>2</sup>	...
39	...	m <sup>2</sup>	...
40	...	m <sup>2</sup>	...
41	...	m <sup>2</sup>	...
42	...	m <sup>2</sup>	...
43	...	m <sup>2</sup>	...
44	...	m <sup>2</sup>	...
45	...	m <sup>2</sup>	...
46	...	m <sup>2</sup>	...
47	...	m <sup>2</sup>	...
48	...	m <sup>2</sup>	...
49	...	m <sup>2</sup>	...
50	...	m <sup>2</sup>	...

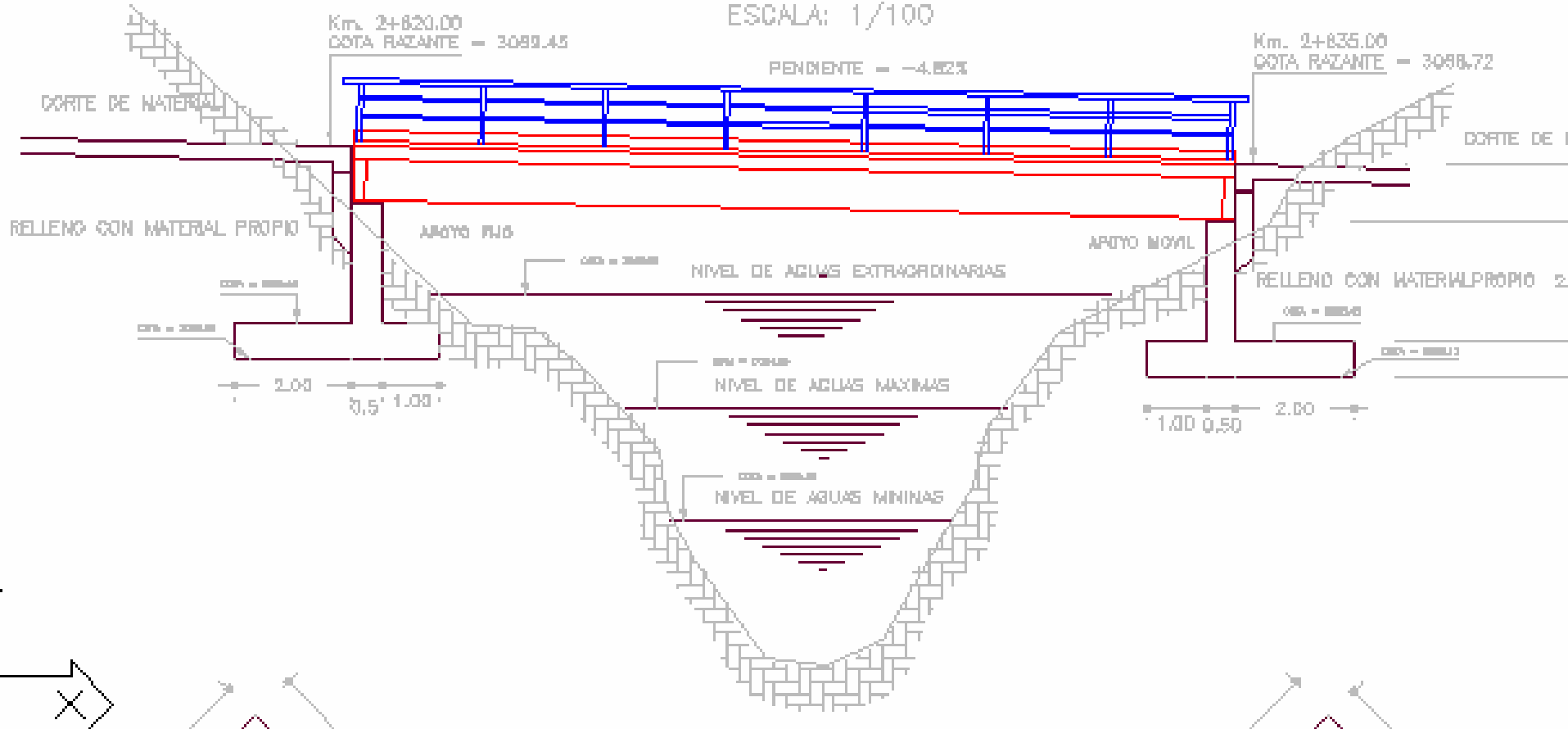


DETALLE DE SECCION A-A



# CORTE LONGITUDINAL

ESCALA: 1/100





**Fin de la Exposicion**