

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 1

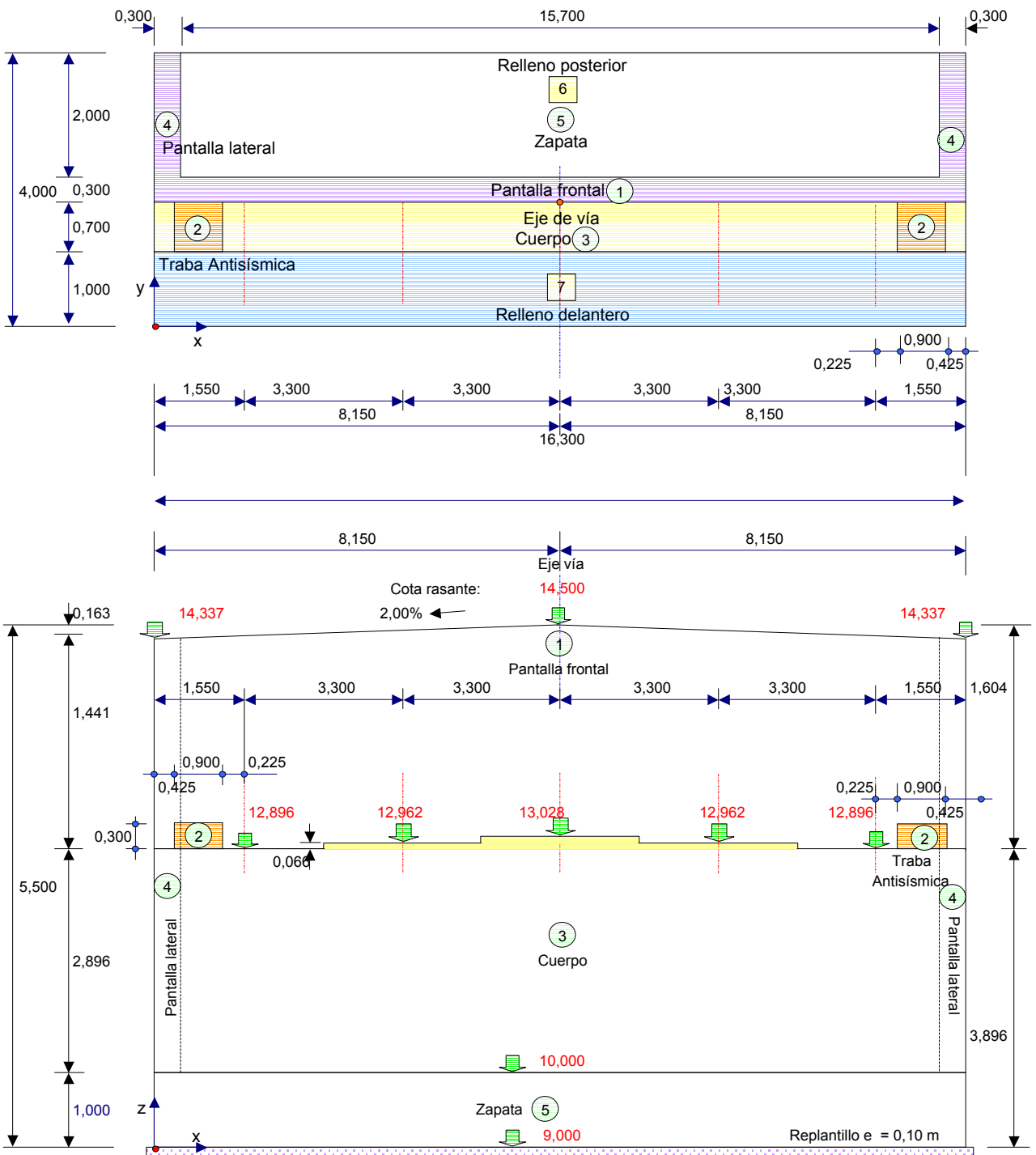
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

Fecha: Jul-08

1.- GEOMETRIA

1.1 PLANTA y ELEVACION FRONTAL

Ae = 16,30 m	Ancho del estribo:	Nv = 5	Número de vigas
Nr = 14,500 m	Cota rasante:	Sv = 3,300 m	Separación vigas
Nc = 9,000 m	Cota cimentación	Pr = 10,000 t	Carga de rueda. HS MOP
Hs = 1,472 m	Altura de superestructura	fc = 280 kg/cm ²	Hormigón
Pt = 2,00%	Pend. Transversal:	Fy = 4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn = 10,500	Nivel natural del terreno	b = 0,350 m	Ancho de apoyo de viga



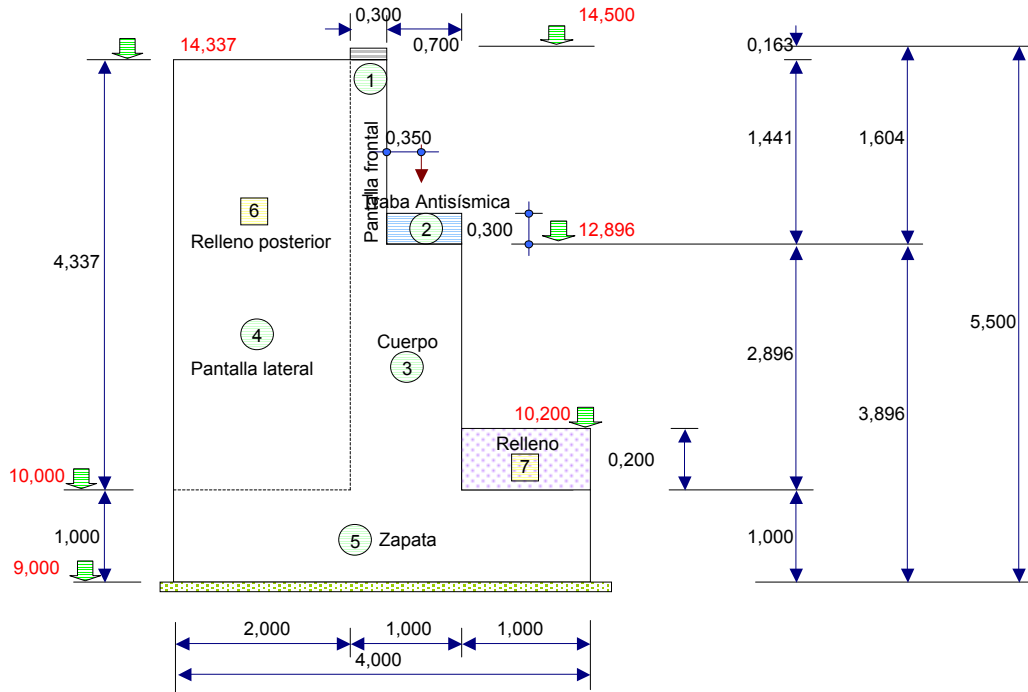
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinuesa Moreno

Hoja: 2

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

1.3 ELEVACION LATERAL



2.- CARGAS

2.1 SUPERESTRUCTURA

2.1.1 CARGA MUERTA

Rcm = 127,000 t Reacción de carga muerta por estribo.

2.1.2 CARGA VIVA

Lt = 15,000 m Longitud total del tramo

Lc = 14,250 m Luz de cálculo

Camión

Pr = 10,000 t/m Carga de rueda HS MOP

Nvías = 2 Número de vías

Rcv/vía = 36,158 t Reacción de carga viva/vía

Rcv = 72,316 t/Est. Reacción de carga viva/Estribo

Carga equivalente:

wcv = 1,190 t/m

Pc = 14,750 t

Rcv/vía = 23,229 t

Rcv = 46,458 t/Est.

Carga viva uniforme

Carga viva puntual

2.2 ESTRIBO + SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	y m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
1	17,868	1,850	33,056	33,056	1,523	0,300	16,300	2,400	1
2	0,907	1,350	1,225	34,281	0,700	0,300	0,900	2,400	2
3	113,292	1,500	169,937	204,218	2,896	1,000	16,300	2,400	1
4	12,491	3,000	37,472	241,690	2,000	4,337	0,300	2,400	2
Σ	144,557			241,690					
5	156,480	2,000	312,960	554,650	4,000	1,000	16,300	2,400	1
Σ	301,037			554,650					
6	249,734	3,000	749,201	1.303,850	2,000	4,419	15,700	1,800	1
7	5,868	0,500	2,934	1.306,784	1,000	0,200	16,300	1,800	1
Σ	556,639			1.306,784					
Rcm	127,000	1,350	171,450	1.478,234					
Σ	683,639			1.478,234					
Rcv	72,316	1,350	97,626	1.575,861					
Σ	755,955			1.575,861					

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 3

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

2.3 PRESION DE TIERRAS Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata

γ_{sn} = 1,800 t/m³ Peso específico del suelo natural

γ_{s^*} = 1,900 t/m³ Peso específico del suelo de relleno

α = 0,00 ° Angulo inclinación talud relleno

ϕ = 30,00 ° Angulo de fricción interna del suelo natural

ϕ^* = 35,00 ° Angulo de fricción interna del suelo de relleno

β = 90,00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro

δ = 17,50 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir $\phi / 2$)

k_a = Coeficiente de empuje activo

k_a = 0,246

h' = 0,600 m Altura de sobrecarga

h = 5,500 m Altura para presión de tierras

q_1 = 0,281 t/m² Presión por sobrecarga

q_2 = 2,853 t/m² Presión máxima para Grupo I

a = 16,300 m Ancho de presión de tierras

Grupo I

E = 140,443 t Empuje de tierras

z_e = 1,998 m Ubicación de empuje desde eje xx

M_{Eo} = 280,537 tm Momento por presión de tierra

2.4 SISMO

DATOS DEL PUENTE:

IMPORTANCIA DEL PUENTE II

CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO: C

PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO:

$N_{mín}$ = (305+2,5L) Art. 7.3.1

$N_{mín}$ = 342,5 mm

E_q = $W \times A \times S$ W = Carga muerta (Peso)

A = 0,400 Aceleración de sitio.- Zona IV, para Superestructura

K_h = 0,200 Aceleración horizontal = $A/2$.- Art. 6.4.3.- Art. 7.2.7.- Para suelo y Estribo

K_v = 0,000

S = 1,200 Coeficiente de sitio

Superestructura:

E_Q = 127,000 x 0,400 x 1,200 = 60,96 t

h_s = 3,896 m Altura : base inferior zapata - base vigas

M_{eq-s} = 237,500 tm

Infraestructura: solo estribo Desde N. inferior de zapata

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	17,868	4,698	83,944
2	0,907	4,046	3,671
3	113,292	2,448	277,338
4	12,491	3,169	39,576
5	156,480	0,500	78,240
Σ	301,037		482,769

E_q = 0,200 x 301,04 = 60,207 t

z_i = 1,604 m Altura promedio estribo

M_{eq-i} = 96,554 tm

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

Presión de tierras sin sobrecarga:

q_3 = 2,572 t/m² Presión máxima sin sobrecarga

E_a = 115,289 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Método de Mononobe - Okabe

E_{ae} Fueza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

k_{ae} Coeficiente sísmico de presión activa

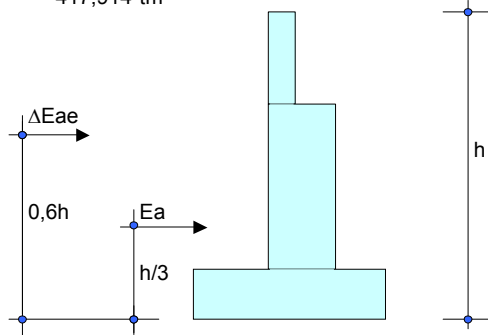
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 4

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

- θ' .- Arc tg(Kh / (1 - Kv))
- Kh,- Coeficiente de aceleración horizontal
- Kv.- Coeficiente de aceleración vertical
- Kh = 0,200
- Kv = 0,000
- Kh/(1-Kv)= 0,200
- θ' = Arc tg (0,200)
- θ' = 11,310 °
- α = 0,000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 35,000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90,000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 17,500 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- kae = 0,380
- Eae = 0,361 h²
- Eae = 177,880 t
- ΔEae = 62,591 t
- Meae = 417,914 tm



Total:

- EQ = 299,048 t
- Meq = 751,968 tm

2.5 CARGAS TOTALES, FACTORES DE SEGURIDAD

2.5.1 ZAPATA: Propiedades Geométricas

- l = 16,300 m Largo de zapata
- b = 4,000 m Ancho de zapata
- A = 65,200 m² Area
- yzap = 2,000 m C. g. zapata
- Ix = 86,933 m⁴ Inercia eje x

2.5.2 GRUPO I

Combinación según AASHTO. Tabla 3.22.1A: CM + CV + E

- P = 755,955 t
- H = 140,443 t Empuje de tierras
- ΣMo = 1.575,861 tm
- Mo = 280,537 tm Empuje de tierras
- y = 1,713 m
- e = 0,287 m Con respecto al c. g. zapata
- M = 216,586 tm

2.5.3 GRUPO VII

Combinación según AASHTO. Tabla 3.22.1A: CM + E + EQ

- P = 683,639 t
- H = 299,048 t Empuje tierras y sismo
- ΣMo = 1.478,234 tm
- Mo = 751,968 tm Empuje tierras y sismo
- y = 1,062 m
- e = 0,938 m Excentricidad con respecto al c. g. zapata
- M = 641,011 tm

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 6

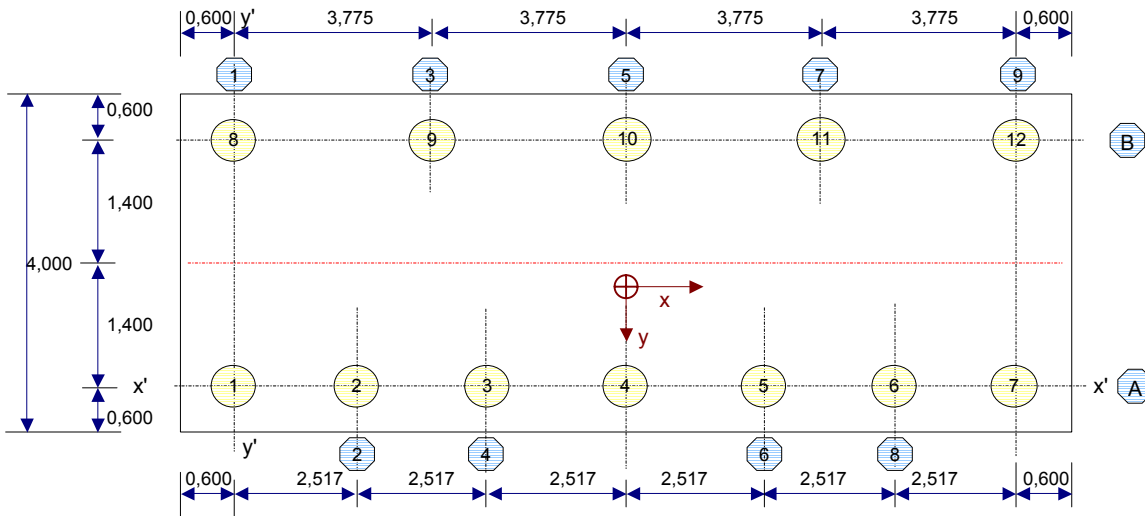
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

4.- PILOTES

4.1 DATOS DE PILOTES

		Margen Izquierda
DIAMETRO	ϕp	= 0,80 m
CAPACIDAD DE CARGA	C_p	= 70,00 t
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA	P_f	= 0,00 t
COTA DE DESPLANTE	PILOTES	= -8,50 m
COTA DE ZAPATA		= 9,00 m
LONGITUD APROXIMADA	PILOTES	= 17,50 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES		= 12

4.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	7	1,2,3,4,5,6,7	0,000	0,000	1,167	9,528
B	5	8,9,10,11,12	2,800	14,000	-1,633	13,339
Σ	12			14,000		22,867

$$y_p = \frac{14,0}{12} = 1,167 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 22,867 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

x_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
1	2	1, 8	0,000	0,000	-7,550	114,005
2	1	2	2,517	2,517	-5,033	25,334
3	1	9	3,775	3,775	-3,775	14,251
4	1	3	5,033	5,033	-2,517	6,334
5	2	4, 10	7,550	15,100	0,000	0,000
6	1	5	10,067	10,067	2,517	6,334
7	1	11	11,325	11,325	3,775	14,251
8	1	6	12,583	12,583	5,033	25,334
9	2	7, 12	15,100	30,200	7,550	114,005
Σ	12			90,600		319,847

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 7

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

$$x_p = \frac{90,6}{12} = 7,550 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 319,847 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

$$y_o = 1,713 \text{ m}$$

$$y_x = 1,113 \text{ m}$$

$$e = y_p - y_x$$

$$e = 0,053 \text{ m}$$

$$P_i = 755,955 \text{ t}$$

$$M_x = 40,196 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 1,758$$

GRUPO VII

$$y_o = 1,062 \text{ m}$$

$$y_x = 0,462 \text{ m}$$

$$e = 0,704 \text{ m}$$

$$P_i = 683,639 \text{ t}$$

$$M_x = 481,495 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 21,057$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M \cdot d_p / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 121,167 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 334,054 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 36,350 \text{ t}$$

$$M_{eq} = 100,216 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 0,313$$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	7	1,2,3,4,5,6,7	1,167	65,047	81,536
B	5	8,9,10,11,12	-1,633	60,125	22,577

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	2	1, 8	-7,550	-2,366
2	1	2	-5,033	-1,577
3	1	9	-3,775	-1,183
4	1	3	-2,517	-0,789
5	2	4, 10	0,000	0,000
6	1	5	2,517	0,789
7	1	11	3,775	1,183
8	1	6	5,033	1,577
9	2	7, 12	7,550	2,366

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII
1	79,170
2	79,959
3	80,747
4	81,536
5	82,325
6	83,113
7	83,902

PILOTES	GRUPO VII
7	24,943
8	20,212
9	21,395
10	22,577
11	23,760
12	24,943

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 8

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

4.4 CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Pp Grupo I	Pp Grupo VI	Cp grupo I	Cp Grupo VI
IZQUIERDO	65,0	83,9	70,0	93,1

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

5.- DISEÑO

5.1 CIMENTACION

Analizamos la parte frontal de la zapata. Diseñamos para el Grupo VII

5.1.1 DEDO

- Ld = 1,000 m Longitud del dedo
- hz = 1,000 m Altura de zapata
- hr = 0,200 m Altura relleno sobre dedo
- b = 16,300 m Sección dedo
- ri = 0,200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0,800 m Altura efectiva en flexión
- e = 0,600 m Distancia de borde a eje de pilotes
- xd = 0,500 m Centro de gravedad del dedo
- Pp = 81,536 t Carga en pilotes de dedo
- n = 7 pil. Pilotes en dedo (parte frontal)
- xp = 0,400 m Distancia entre cara del dedo pilotes
- A = 16,300 m² Area total para flexión $A = b \times Ld$
- Ac = 3,260 m² Area a corte $A = b \times (Ld - d)$
- Pd = 39,120 t Peso del dedo
- Prd = 6,194 t Peso relleno sobre dedo
- Pd+Prd= 45,314 t
- Maa = $(Pp \cdot n \cdot xp) - (Pd+Prd) \cdot xd$
- Maa = 205,644 tm
- fu = 1,400
- Mu aa = 287,901 tm

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4.200 kg/cm²
- b = 1.630,00 cm
- hz = 100,00 cm
- ri = 20,00 cm
- d = 80,00 cm

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefín. cm ²
287,90	409,02	95,83	127,45	127,45

Usar: 7,82 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 m Inferior dedo

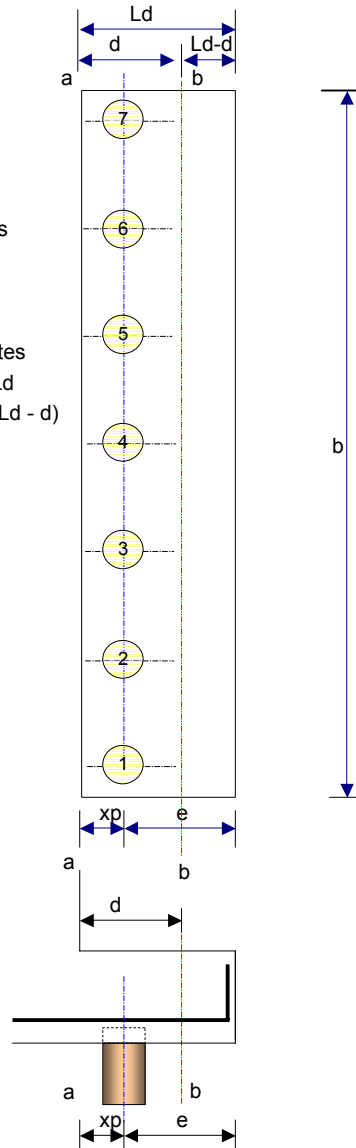
Sentido Longitudinal: 1 ϕ 16 mm a 0,20 m Inferior-superior

Corte: Chequeamos el corte en la sección a "d" de la cara.

- Ac = 3,26 m² Area del dedo y relleno a corte
- Pdc = 7,82 t Peso dedo para corte
- Prdc = 1,24 t Peso relleno sobre dedo para corte
- Pdc+Prdc= 9,06 t
- Vbb = 9,06 t Hacia abajo
- Vubb = 12,69 t
- vu = Vu / ϕ bd $\phi = 0,85$
- vu = 0,11 kg/cm²

Chequeamos el corte en la sección a-a (cara)

- A = 16,30 m²
- Pd = 39,12 t Peso dedo
- Prd = 6,19 t Peso relleno dedo



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 9

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

$Pd+Prd = 45,31 \text{ t}$
 $Vaa = Pp n - (Pd+Prd)$
 $Vaa = 525,44 \text{ t}$ Corte en la sección aa
 $Vuaa = 735,61 \text{ t}$ Corte último en sección aa
 $vu = 6,64 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante en la sección aa
 $vc = 0,53 \sqrt{f_c}$
 $vc = 8,87 \text{ kg/cm}^2 > vu$

5.1.2 TALON

Analizamos para el Grupo VII

Lt.- Longitud talón

Pt.- Peso del talón

Prt.- Peso relleno talón

$Lt = 2,000 \text{ m}$

$hr = 4,500 \text{ m}$

$b = 16,300 \text{ m}$

$e = 0,600 \text{ m}$

$xt = 1,000 \text{ m}$

$Pp = 22,577 \text{ t}$

$n = 5 \text{ pil.}$

$xp = 1,400 \text{ m}$

$A = 32,600 \text{ m}^2$

$Ac = 19,560 \text{ m}^2$

Flexión:

$Pt = 78,240 \text{ t}$

$Prt = 278,730 \text{ t}$

$Pt+Prt = 356,970 \text{ t}$

$Mcc = Pp n xp - (Pt+Prt)xt$

$Mcc = -198,928 \text{ tm}$ Hacia abajo

$fu = 1,400$

$Mu cc = 278,500 \text{ tm}$

Armadura

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 1630,00 \text{ cm}$

$hz = 100,00 \text{ cm}$

$rs = 8,00 \text{ cm}$

$d = 92,00 \text{ cm}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2
278,50	353,15	80,47	107,02	107,02

Usar: 6,57 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 m

Corte: Chequeamos el corte a una distancia "d"

$Ptc = 46,944 \text{ t}$ Calculamos el peso del

$Prtc = 167,238 \text{ t}$ talón y relleno del área

$Ptc+Prtc = 214,182 \text{ t}$ Ac.

$Vbb = Pp n - (Pt+Prt)$

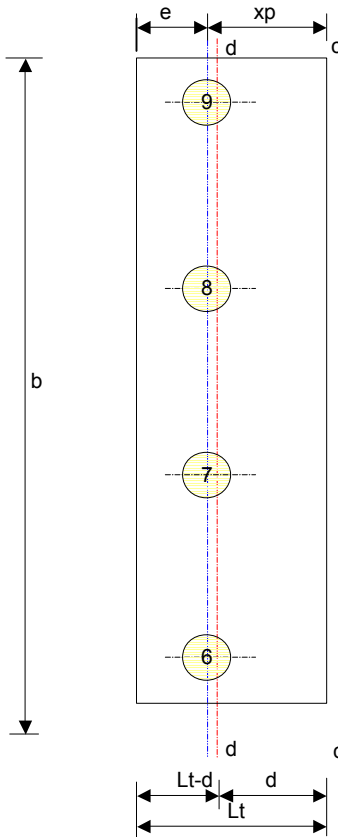
$Vbb = -101,295 \text{ t}$ Hacia abajo

$Vubb = 141,813 \text{ t}$

$\phi = 0,85$

$vu = 1,11 \text{ kg/cm}^2$

$vc = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 > vu$

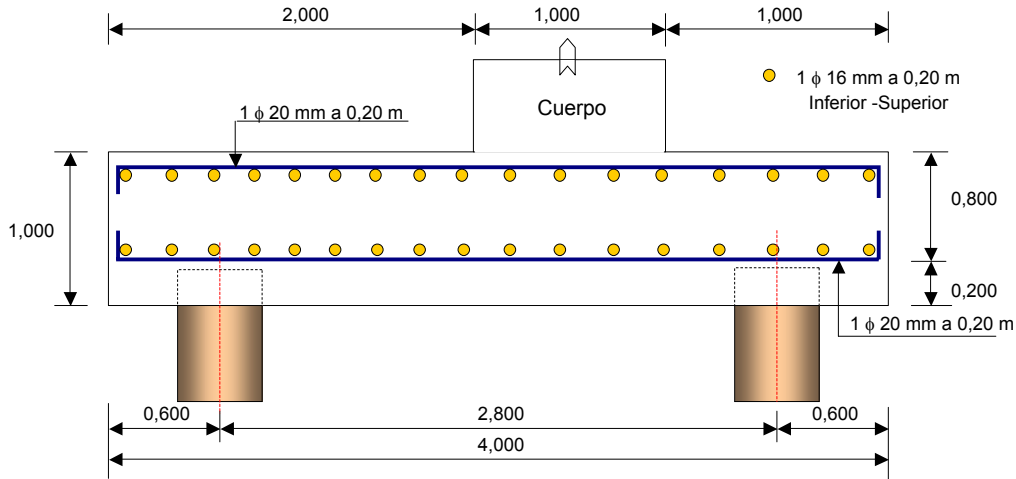


PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 10

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO



5.2 CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

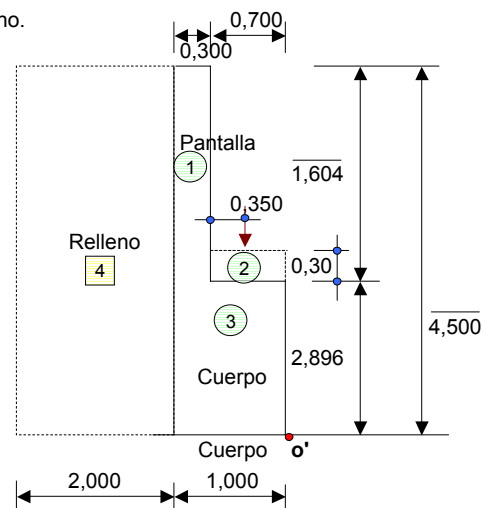
a = 1,00 m Ancho de diseño

af = 16,30 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

5.2.1 PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	yo m	Mo' tm	Σ Mo' tm
1	1,155	0,850	0,982	0,982
2	0,056	0,350	0,019	1,001
3	6,950	0,500	3,475	4,476
Σ	8,161			4,476
Rcm	7,791	0,350	2,727	7,203
Σ	15,952			7,203
Rcv	4,437	0,350	1,553	8,756
Σ	20,389			8,756



5.2.2 PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

γ_s^* = 1,900 t/m³ Peso específico relleno
 ϕ^* = 35,000 ° Angulo fricción interna
 k_a = 0,246 Coeficiente de presión activa
 h' = 0,600 m Altura de sobrecarga
 h = 4,500 m Altura promedio cuerpo del estribo
 q_4 = 0,281 t/m² Presión por sobrecarga
 q_5 = 2,385 t/m² Presión máxima para Grupo I
 a = 1,000 m Ancho de presión de tierras

Grupo I

E = 5,997 t Empuje de tierras
 y_e = 1,658 m Ubicación de empuje
 ME_o = 9,943 tm Momento por presión de tierras

5.2.3 SISMO

Estribo

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	1,155	3,698	4,271
2	0,056	3,046	0,170
3	6,950	1,448	10,064
Σ	8,161		14,504

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 11

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

- A = 0,400 Aceleración del sitio.
- Kh = 0,200 Aceleración horizontal
- S = 1,200 Coeficiente de sitio
- W = 8,161 t Peso
- zc = 1,777 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- EQ = 8,161 x 0,200 = 1,632 t
- Meq-i = 2,901 tm

Superestructura

- Rcm = 7,791 t Reacción carga muerta por metro de estribo
- ys = 2,896 m Altura base sup. zapata - apoyo viga
- Eqs = 3,740 t
- Meq-s = 10,831 tm

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

- γ_s^* = 1,900 t/m³ Peso específico del suelo relleno
- h = 4,500 m
- a = 1,000 m
- ka = 0,246
- kae = 0,380
- Kh = 0,200
- Kv = 0,000

Presión de tierras sin sobrecarga:

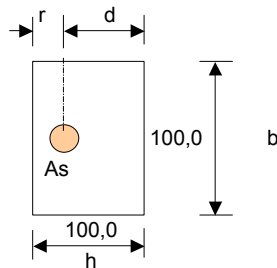
- q6 = 2,104 t/m² Presión máxima sin sobrecarga
- Ea = 4,735 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- Eae = 7,305 t
- ΔEae = 2,571 t
- Meae = 14,043 tm

Total: sismo

- EQ = 12,677 t
- Meq = 27,774 tm

5.2.4 DIMENSIONES

- b = 100,00 cm
- h = 100,00 cm
- r = 8,00 cm
- d = 92,00 cm
- ycg = h/2 = 0,500 m



5.2.5 COMBINACION DE CARGAS

Grupo I

- P = 20,389 t
- x = -0,058 m
- e = 0,558 m Excentricidad respecto al c. g. del cuerpo
- M = 11,381 tm

Grupo VII

- P = 15,952 t
- x = -1,290 m
- e = 1,790 m Excentricidad respecto al c. g. del cuerpo
- M = 28,547 tm

5.2.6 DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

- fu = 1,70 Mu = 19,348 tm Grupo I
- fu = 1,40 Mu = 39,966 tm Grupo VII

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 12

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

Armadura:

- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100,00 \text{ cm}$
- $h = 100,00 \text{ cm}$
- $r = 7,00 \text{ cm}$
- $d = 93,00 \text{ cm}$
- $M_u = 39,97 \text{ tm}$

Mu tm	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2
39,97	21,42	11,49	15,29	15,29

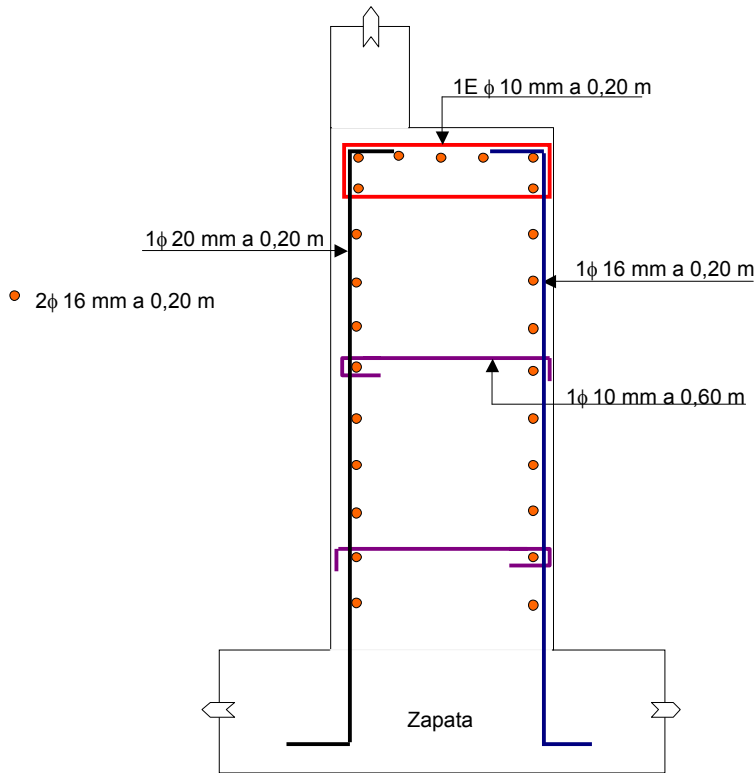
Usamos: $1E \phi 20 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Cara en contacto suelo

$1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$

Armadura horizontal



Corte:

- $V = 12,677 \text{ t}$
- $V_u = 17,748 \text{ t}$
- $v_u = 2,27 \text{ kg/cm}^2$
- $v_c = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 > v_u$

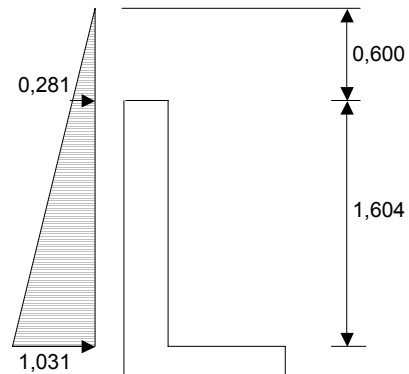
Grupo VII

5.3 PANTALLAS

5.3.1 PANTALLA SUPERIOR

- $\gamma_s^* = 1,900 \text{ t/m}^3$
- $k_a = 0,246$
- $h_s = 0,600 \text{ m}$
- $h_p = 1,604 \text{ m}$
- $q_7 = 0,281 \text{ t/m}^2$
- $q_8 = 1,031 \text{ t/m}^2$
- $M = 0,683 \text{ tm}$
- $f_u = 1,7 \text{ Adoptado}$

- Peso específico del suelo relleno $0,281$
- Coefficiente presión activa
- Altura sobrecarga
- Altura pantalla promedio



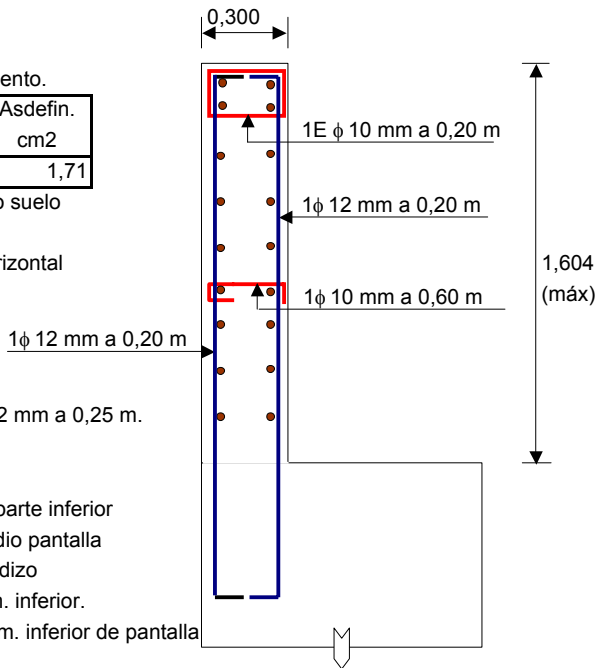
Armadura:

- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100,00 \text{ cm}$
- $h = 30,00 \text{ cm}$
- $r = 6,00 \text{ cm}$
- $d = 24,00 \text{ cm}$
- $M_u = 1,16 \text{ tm}$

Asmín: En función del momento de agrietamiento.

Mu Tm.	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2
1,16	7,53	1,29	1,71	1,71

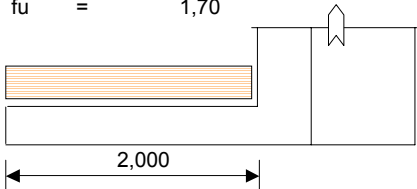
- Usamos: $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$ Cara contacto suelo
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$ Cara exterior
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Armadura horizontal



5.3.2 PANTALLA LATERAL

Diseñamos la pantalla para un metro de ancho, parte inferior

- $h_p = 4,337 \text{ m}$ Altura promedio pantalla
- $l_v = 2,000 \text{ m}$ Longitud voladizo
- $q = 2,075 \text{ t/m}^2$ Presión en m. inferior.
- $M = 4,150 \text{ tm}$ Momento en m. inferior de pantalla
- $f_u = 1,70$



Armadura

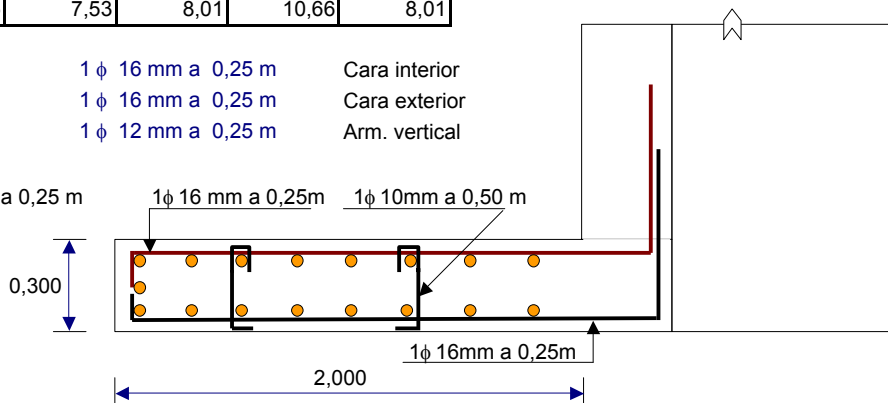
- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100,00 \text{ cm}$
- $h = 30,00 \text{ cm}$
- $r = 6,00 \text{ cm}$
- $d = 24,00 \text{ cm}$
- $M_u = 7,05 \text{ tm}$

Mu tm	Asmin cm2	Ascal cm2	1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2
7,05	7,53	8,01	10,66	8,01

Usamos:

- $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Cara interior
- $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Cara exterior
- $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Arm. vertical

- $2 \phi 12 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$



Asmín: En función del momento de agrietamiento.

5.4 TRABA ANTISISMICA

5.4.1 DATOS

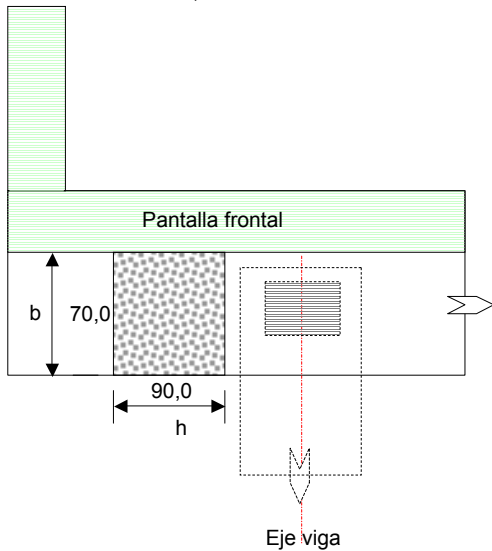
5.4.1.1 MATERIALES

$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

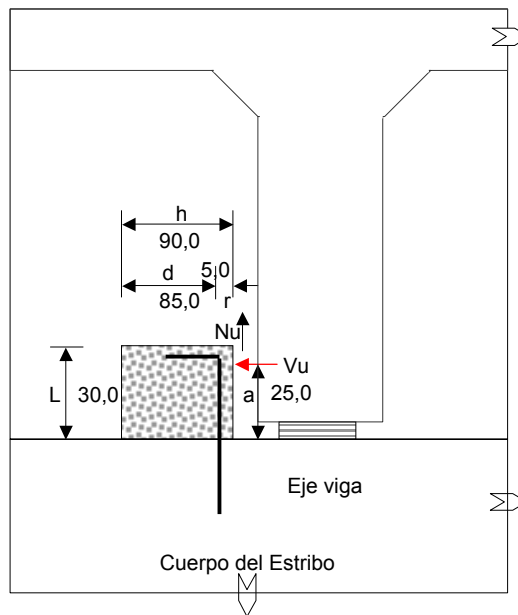
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.4.1.2 GEOMETRIA

L =	30,00 cm	Altura de la traba
a =	25,00 cm	Ubicación carga
b =	70,00 cm	Ancho de traba
h =	90,00 cm	Longitud de traba
r =	5,00 cm	Recubrimiento
d =	85,00 cm	Altura efectiva
Acv =	5.950,00 cm ²	Area de concreto
a/d =	0,29 OK	a/d < 1



PLANTA



VISTA FRONTAL

5.4.1.3 CARGAS

Rcm =	127,00 t	Reacción carga muerta por estribo
A =	0,400	Aceleración de sitio.
Eq =	50,80 t	Fuerza sísmica lateral (A Rcm)
fu =	1,40	Factor de mayoración
Vu =	71,12 t	Carga última sísmica
Nu =	0,00 t	Fuerza última vertical (hacia arriba)
Numín =	14,22 t	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

5.4.2 DISEÑO

5.4.2.1 CORTE FRICCIÓN

La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

$A_{vf} = \frac{V_n}{F_y \mu \lambda}$	Acero por corte-fricción
$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	Carga ext. factorizada
$\phi = 0,85$	
$\lambda = 1,000$	
$\mu = 1,0 \lambda = 1,00$	

$V_n \text{ max1} = 0,2 f_c Acv$ Cortante resistente

$V_n \text{ max2} = 56 Acv$ Cortante resistente

$V_n = 83.670,6 \text{ kg} = 83,67 \text{ t}$

$V_n \text{ max1} = 285.600,0 \text{ kg} = 285,60 \text{ t}$

$V_n \text{ max2} = 333.200,0 \text{ kg} = 333,20 \text{ t}$

$V_n < V_n \text{ máx} \quad V_n \text{ máx} = 285,60 \text{ t} \quad \text{Usar el menor}$

OK: Sección suficiente

$A_{vf} = 19,92 \text{ cm}^2$

5.4.2.2 FUERZA HORIZONTAL

$$\begin{aligned} N_u &= 14.224,00 \text{ kg} \\ \phi &= 0,85 \\ A_n &= N_u / \phi F_y \\ A_n &= 3,98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.3 FLEXION

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a = 17,78 \text{ tm} \\ M_n &= N_u(h - d) = 0,71 \text{ tm} \\ A_f &= [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d \\ j d &= 0.85 d = 72,25 \text{ cm} \\ \phi &= 0,85 \\ A_f &= 7,17 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.4 ARMADURA PRINCIPAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_s &= 2/3 A_{vf} + A_n = 17,27 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_s &= A_f + A_n = 11,15 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_s &= 17,27 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.2.5 ARMADURA LATERAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_h &= 1/3 A_{vf} = 5,76 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_h &= 1/2 A_f = 3,58 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_h &= 5,76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Colocar como estribos en los 2/3 d, medido la cara en contacto con la viga

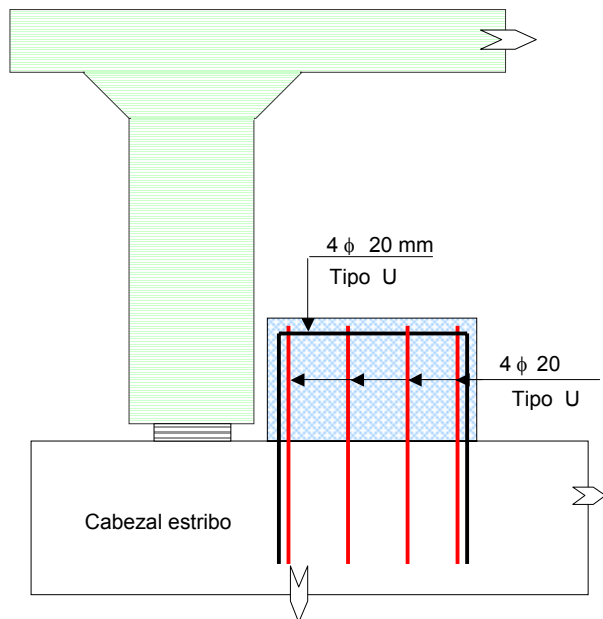
5.4.2.6 ARMADURAS MINIMAS

$$\begin{aligned} A_{s\text{mín}} &= 0.04 f_c b d / F_y \\ A_{s\text{mín}} &= 13,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{h\text{mín}} &= 0.5(A_s - A_n) \\ A_{h\text{mín}} &= 6,64 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

5.4.3 ARMADO

Armatura principal 4 ϕ 25 mm
 Armadura lateral 4 ϕ 20 mm



5.5 DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht =	299,048 t	Fuerza horizontal total
Ff =	102,546 t	Fuerza de fricción (asumida 0,15W)
Fp =	196,502 t	Fuerza lateral en pilotes
Np =	12	Número de pilotes.
Hpy =	16,375 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx =	3,029 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp =	16,653 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he =	2,500 m	Altura de empotramiento del pilote
Mp =	41,632 tm	Momento en la cabeza del pilote

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf =	0,000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp =	82,325 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.

e = 0,506 m

$\phi p = 0,800$ m

r = 7,00 cm

Ag = 5.026,55 cm²

Asmín = 50,27 cm² 1% de Ag.

Usamos: 16 ϕ 25 mm Armadura longitudinal principal

As = 78,5 cm² As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

f'c = 280 kg/cm²

Fy = 4200 kg/cm²

c bal = 44,417 cm

e bal = 0,292 m

$\phi = 0,798$

Pu bal = 500,446 t

Pu o = 853,779 t

Resultados:

c = 33,550 cm

Pu = 221,584 t

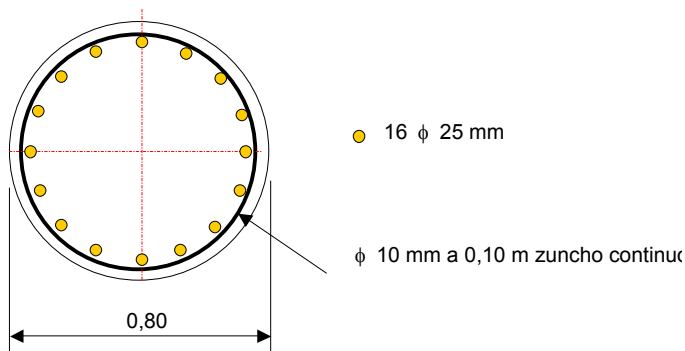
Mu = 112,096 tm

e = 0,506 m

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

Fs = 2,692

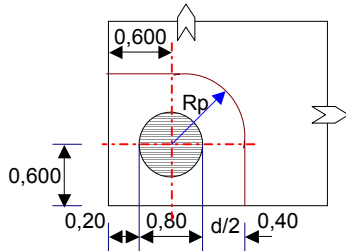
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo ϕ 10 mm a 0,10 m



5.6 CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

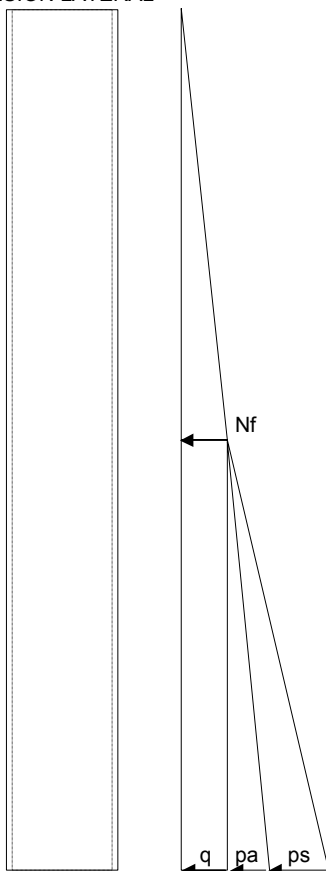
- d = 0,800 m Peralte efectivo.
- Pp = 81,536 t Carga del pilote.
- fu = 2,692 Factor mayoración
- Ppu = 219,462 t Calga última del pilote



- Rp = 0,800 m Radio de punzonamiento
- lp = 2,457 m Longitud para punzonamiento.
- Ap = 19.653,10 cm² Area resistente al punzonamiento
- vu = 11,17 kg/cm² Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
- vc = $\sqrt{f_c}$
- vc = 16,73 kg/cm² Esfuerzo admisible del concreto.

5.7 VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA CAMISA DE ACERO.

5.7.1 PRESION LATERAL



El suelo y el agua ejercen una presión radial sobre las paredes de la camisa. El caso más crítico será cuando se vacíe de agua el pilote.

Referencia: Estructuras de Construcción: Pg 233 Baykov-Strongin

Ns = 9,00 Nivel superior del pilote (Nc)

Nf = 9,00 Nivel freático (adoptado)

Nip = -2,00 Nivel inferior pilote

pa.- Presión de agua

ps.- Presión de suelo saturado

q.- Presión de suelo

p.- Presión total

hs.- Nivel rasante - Nivel freático

ha.- Nivel freático - N.inf. pared

pa = $\gamma_a \times ha$

ps = $\gamma_{sus} \times ha \times ka$

$\gamma_a = 1,000 \text{ t/m}^3$

$\gamma_s = 1,900 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{sus} = 1,100 \text{ t/m}^3$

ka = 0,246

hs = 0,000 m

ha = 11,000 m

q = $1,900 \times 0,246 \times 0,000$

q = 0,000 t/m² Presión suelo (Ns a Nf)

pa = 11,000 t/m² Presión agua

ps = 2,978 t/m² Presión suelo saturado

p = 13,978 t/m² Presión total

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 18

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO IZQUIERDO

5.7.2 ESFUERZOS

Esfuerzos en la camisa.

$$\sigma = \frac{p \times r}{t}$$

$$p = 1,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi p = 0,80 \text{ m} \quad \text{Diámetro del pilote}$$

$$t = 0,60 \text{ cm} \quad \text{Espesor de la camisa}$$

$$r = 40,60 \text{ cm} \quad \text{Radio exterior de la camisa}$$

$$\sigma = 94,59 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de compresión axial en dirección circular máximo, en la parte inferior de la camisa (por presión lateral)}$$

El acero de la camisa será de calidad ASTM A-36

$$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1.386 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo resistente de compresión}$$

El espesor lo mantendremos en 0,6 cm, para que pueda resistir golpes en su hundimiento