

ANEXO 1

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

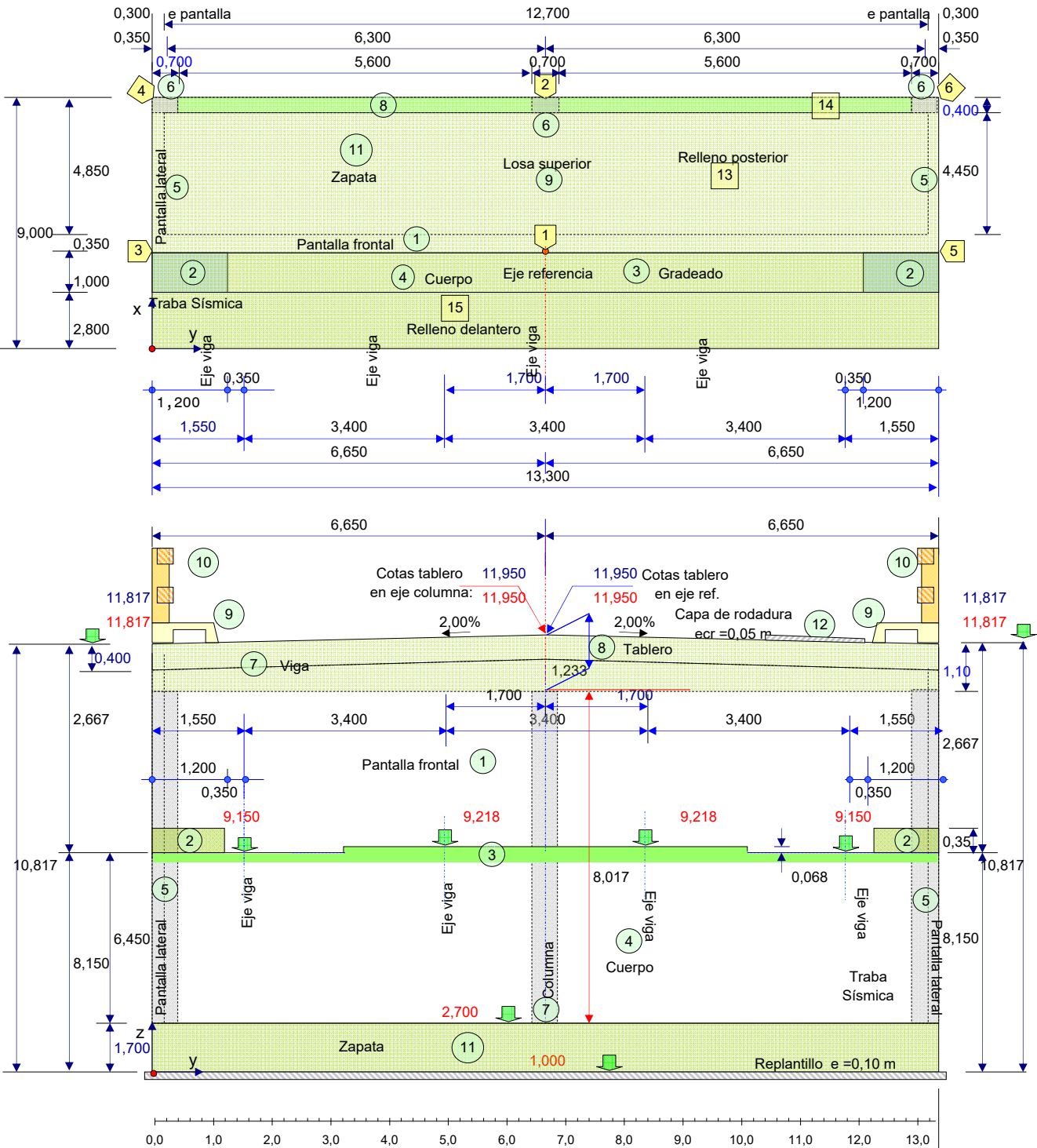
Hoja: 1
Fecha: 9-ene-23

VIA: SAN ANTONIO - SAN MIGUEL
CANTÓN: GUAYAQUIL - PLAYAS
PROVINCIA: GUAYAS

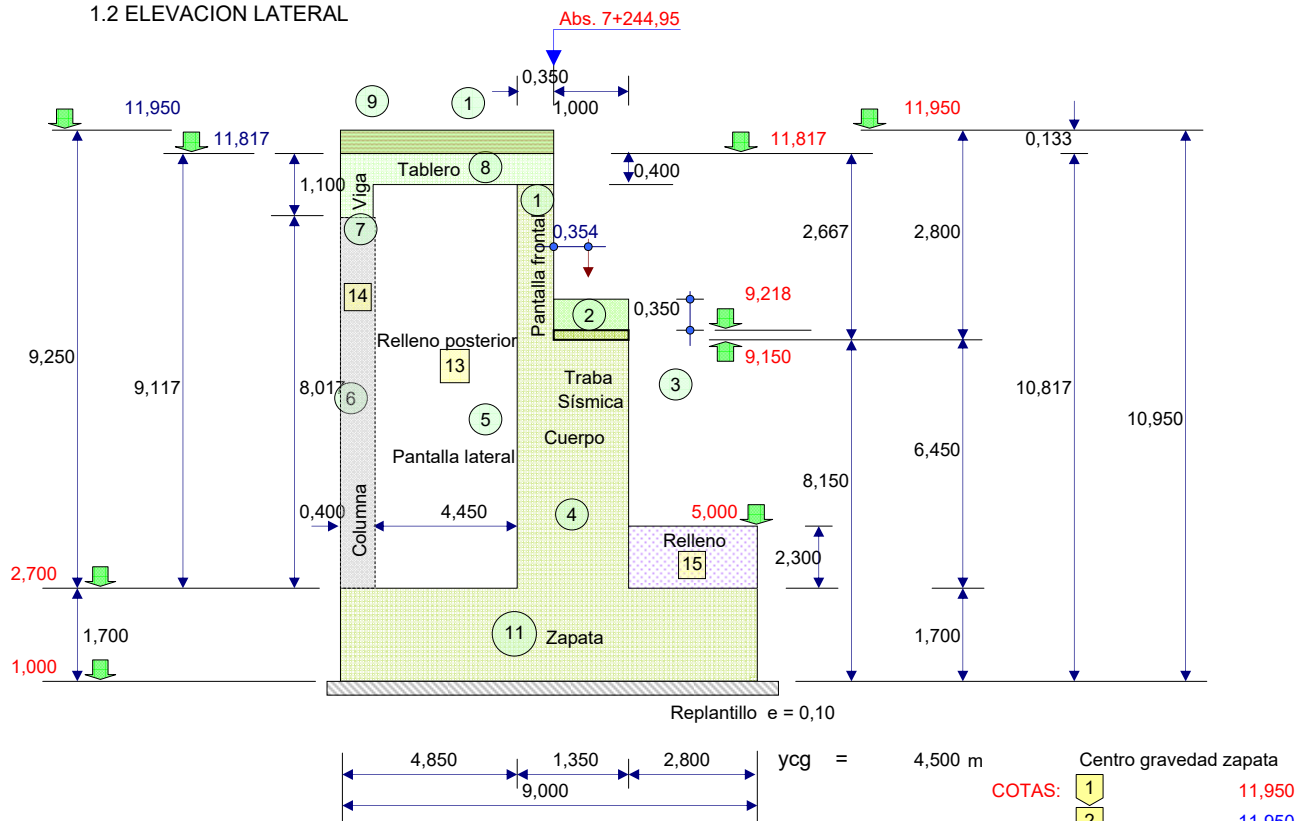
1.- GEOMETRIA

1.1 PLANTA y ELEVACIÓN FRONTAL

Le = 13,300 m	Ancho del estribo.	Nn = 12,000	Nivel natural del terreno
Nr = 12,000 m	Cota rasante en eje vía total.	Nb = 4	Número de vigas
Nc = 1,000 m	Cota cimentación.	Sv = 3,400 m	Separación vigas
Hs = 2,748 m	Altura de superestructura.	fc = 280 kg/cm ²	Hormigón
Pt = 2,000%	Pend. Transversal.	Fy = 4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
PI = 0,000%	Pendiente longitudinal.	b = 0,600 m	Ancho de apoyo de viga
L = 50,00 m	Longitud del tramo	ecr = 0,050 m	Espesor capa de rodadura
qn = 76,700 t/m ²	Esfuerzo nominal del suelo	Sp = 2,000 m	Separación entre puentes
		Abs = 7+245,00	Abscisa inicial superest.



1.2 ELEVACION LATERAL



2.- CARGAS

η_D	=	1,000	
η_R	=	1,000	$\eta_> = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\max}$
η_l	=	1,000	$\eta_< = 1,000$ Para uso de $\gamma_{\min}$

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

AASHTO LRFD 2020 Ec: 1.3.2.1-1 ECUACION GENERAL

2.1 SUPERESTRUCTURA

2.1.1 CARGA MUERTA

PDC	=	258,200 t	Reacción de carga muerta por estribo.
xDC	=	3,446 m	Ubicación de carga respecto a o
eDC	=	1,054 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDC	=	272,143 tm	Momento por DC de la superestructura en el xcg zapata
MDCo	=	889,757 tm	Momento por DC de la superestructura respecto a o

2.1.2 CARGA CAPA DE RODADURA

PDW	=	39,675 t	Reacción de carga de carpeta asfáltica y servicios públicos
xDW	=	3,446 m	Ubicación de carga respecto a o
eDW	=	1,054 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDW	=	41,817 tm	Momento por DW de la superestructura en el xcg zapata
MDWo	=	136,720 tm	Momento por DW de la superestructura respecto a o

2.1.3 CARGA VIVA

PLL	=	108,680 t	Reacción de carga viva por estribo
xLL	=	3,446 m	Ubicación de carga respecto a o
eLL	=	1,054 m	Excentricidad para carga viva superestructura
zLL	=	8,150 m	
MLL	=	114,549 tm	Momento por LL de la superestructura en el xcg zapata
MLLo	=	374,512 tm	Momento por LL de la superestructura respecto a o

2.1.4 FUERZA DE FRENADO

Fuerzas de frenado en una línea de tráfico

BR1	=	8,179 t
BR2	=	3,987 t
BR3	=	3,485 t

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

Hoja:

3

BR	=	8,179 t/vía	
Nvías	=	2	
BRx	=	16,358 t	Fuerza de frenado en x
zr	=	1,830 m	
PBR	=	-1,516 t	Carga vertical por frenado
xBR1	=	3,446 m	Ubicación de carga vertical respecto a o
eBR1	=	1,054 m	Excentricidad BR
zBR	=	5,880 m	Altura para fuerza frenado desde nivel inferior de zapata
MBR1	=	-1,598 tm	Momento por BR en el xcg zapata por la componente vertical
MBRz	=	96,174 tm	Momento por fuerza horizontal de frenado
MBR	=	94,576 tm	Momento por BR en el ycg zapata por la componente vertical+horizontal
MBRo	=	90,949 tm	Momento por BR respecto a o por componente vertical y horizontal

2.2 CARGA MUERTA INFRAESTRUCTURA

2.2.1 ESTRIBO

FIG.	PESO t	x m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
1	30,539	3,975	121,391	121,391	2,734	0,350	13,300	2,400	1
2	2,016	3,300	6,653	128,044	1,000	0,350	1,200	2,400	2
3	1,110	3,300	3,662	131,706	1,000	6,800	0,068	2,400	1
4	277,943	3,475	965,853	1.097,560	1,350	6,450	13,300	2,400	1
5	55,859	6,375	356,098	1.453,658	4,450	0,300	8,717	2,400	2
6	16,162	8,800	142,228	1.595,886	0,400	0,700	8,017	2,400	3
7	14,894	8,800	131,066	1.726,952	0,400	1,167	13,300	2,400	1
8	56,818	6,375	362,212	2.089,164	4,450	0,400	13,300	2,400	1
9	4,942	6,400	31,629	2.120,793	0,198	1,000	5,200	2,400	2
10	3,594	6,400	23,002	2.143,795	1,797	1,000	1,000	2,400	2
				0,000					
Σ	463,876			0,000					
11	488,376	4,500	2.197,692	2.197,692	9,000	1,700	13,300	2,400	1
Σ	952,252			2.197,692					

PDC = 952,252 t

Vh = 395,274 m³

xDC = 2,308 m

Ubicación de carga respecto a o

eDC = 2,192 m

Excentricidad para carga muerta infraestructura

MDC = 2.087,443 tm

Momento por DC del estribo en el xcg zapata

MDCo = 2.197,692 tm

Momento por DC del estribo respecto a o

2.2.2 CAPA DE RODADURA SOBRE ESTRIBO

FIG.	PESO t	x m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
12	6,692	6,400	42,831	42,831	11,700	0,050	5,200	2,200	1
Σ	6,692			42,831					

PDW = 6,692 t

xDW = 6,400 m

eDW = -1,900 m

MDW = -12,716 tm

MDWo = 42,831 tm

2.3 RELLENOS Y SOBRECARGAS

2.3.1 CARGA VERTICAL RELLENO

FIG.	PESO t	x m	Mo tm	Σ Mo tm	OPERACIONES				
					a	b	c	Peso Esp.	No
13	936,018	6,375	5.967,117	5.967,117	4,450	8,717	12,700	1,900	1
14	68,241	8,800	600,518	6.567,635	0,400	8,017	11,200	1,900	1
15	137,043	1,400	191,860	6.759,496	2,800	2,300	13,300	1,600	1
Σ	1.141,302			6.759,496					

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

Hoja:

4

PEV	=	1.141,302 t	
xEV	=	5,923 m	Ubicación de carga respecto a o
eEV	=	-1,423 m	Excentricidad para carga muerta de rellenos
MEV	=	-1.623,636 tm	Momento por EV del relleno en el xcg zapata
MEVo	=	6.759,496 tm	Momento por EV del relleno con respecto a o

2.3.2 PRESIÓN DE TIERRAS Presión de tierras, desde el nivel Inferior de la zapata

γ_r	=	1,900 t/m ³	Peso específico del suelo de relleno trasero
ι	=	0,00 °	Angulo inclinación talud relleno
ϕ	=	35,00 °	Angulo de fricción interna del suelo de relleno
δ	=	23,33 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = 2/3 ϕ)
β	=	90,00 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
k_a	=	$\frac{\text{Sen}^2(\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \iota)}{\text{Sen}(\beta - \delta) \text{ Sen}(\iota + \beta)}} \right]^2}$	
k_a	=	0,244	Coefficiente de empuje activo
h	=	10,817 m	Altura promedio para presión de tierras
Le	=	13,300 m	Ancho de presión de tierras
p_0	=	5,023 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
EH	=	361,332 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
zEH	=	3,606 m	Ubicación empuje de tierras
MEH	=	1302,844 tm	Momento por presión de tierras sin sobrecarga
γ_l	=	1,600 t/m ³	Peso específico del suelo natural
ϕ_l	=	25,00 °	Angulo de fricción interna del suelo natural
c	=	0,000 kg/cm ²	Cohesión en suelo natural.

2.3.3 SOBRECARGA VIVA

heq	=	0,610 m	Altura de sobrecarga.
p_v	=	1,159 t/m ²	Presión vertical de tierras por sobrecarga viva
PLS	=	74,761 t	Peso por sobrecarga viva: vertical
xLS	=	6,575 m	Ubicación sobrecarga viva
eLS	=	-2,075 m	Excentricidad para sobrecarga viva
MLS_v	=	-155,130 tm	Momento por LS vertical en el xcg zapata
MLS_o	=	0,000 tm	Momento por LS vertical con respecto a o
p_1	=	0,283 t/m ²	Presión horizontal por sobrecarga
ELS	=	40,753 t	Empuje de tierras por sobrecarga viva
zLS	=	5,409 m	Ubicación de empuje desde eje xx
$MLSh$	=	220,413 tm	Momento por LS horizontal en el xcg zapata
MLS	=	65,283 tm	Momento por LS en el ycg zapata

2.4 SISMO

2.4.1 DATOS DEL PUENTE

IMPORTANCIA DEL PUENTE Escencial

ZONA SÍSMICA V Para mínimo ancho de soporte

PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO:

2.4.2 ANCHO DE APOYO

$N_{\min}$	=	$(8+0,02L+0,08H)(1+0,000125S^2)$	
L	=	50,000 m	Longitud del puente
S	=	0 °	Angulo de esviajamiento
H	=	9,184 m	Altura estribo desde parte superior zapata
N	=	0,348 m	
$\%N$	=	150,000	
$N_{\min}$	=	0,522 m	
N_{real}	=	1,000 m	> $N_{\min}$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

Hoja: 5

2.4.3 SUPERESTRUCTURA:

As = Fpga PGA Coeficiente de aceleración
kho = f As
Clase sitio D Clase de suelo
f = 1
PGA = 0,500 Coeficiente de aceleración pico horizontal del suelo.
Fpga = 1,000 Coeficiente de aceleración pico del sitio.- factor de sitio
As = 0,500

CLASE SITIO	f
A	1,2
B	1,2
C	1
D	1
E	1

Hbu = μ Pu Carga lateral transmitida de la super a la infraestructura
 μ = 0,400 Coeficiente de fricción
RDCt = 258,200 t Reacción de carga muerta total DC + DCp
RDW = 39,675 t Reacción por carga de carpeta y servicios públicos
RLL = 108,680 t Reacción de carga viva

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Pu = 436,603 t Estado Límite de Evento extremo
Hbu = 174,641 t Fuerza sísmica transferida a la Infraestructura
Zs = 5,880 m Altura : base inferior zapata - base vigas
MEQ-s = 1.026,8 tm

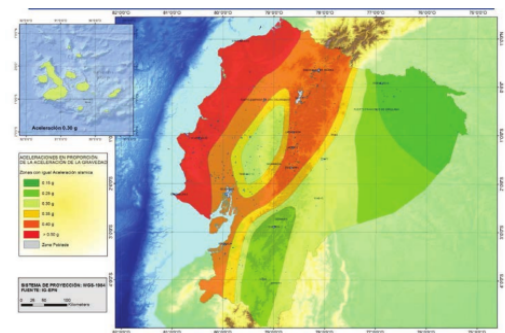


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

2.4.4 ESTRIBO

kh = 0,5 kho
kho = 0,500
kh = 0,250

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	30,539	9,517	290,629
2	2,016	8,325	16,783
3	1,110	8,184	9,082
4	277,943	4,925	1368,871
5	55,859	6,059	338,419
6	16,162	5,709	92,262
7	14,894	10,300	153,411
8	56,818	10,617	603,232
9	4,942	10,991	54,319
10	3,594	11,771	42,303
11	488,376	0,850	415,120
Σ	952,252		3.384,43

Desde N. Inferior zapata

EQest = 0,250 x 952,252 = 238,063 t
zi = 3,554 m Altura promedio estribo
MEQest = 846,108 tm Momento sísmico por peso propio del estribo

2.4.5 RELLENO EN TALÓN

FIG.	PESO	z	M = Pz
13	936,018	6,059	5670,867
14	68,241	5,709	389,552
Σ	1004,259		6.060,419

EQearth = 0,250 x 1.004,26 = 251,065 t
zearth = 6,035 m Altura promedio estribo
MEQearth = 1515,105 tm Momento sísmico provocado por el relleno
PIR = kh(Ww + Ws) Fuerza sísmica horizontal
PIR = 489,128 t Carga sísmica de peso propio y relleno

2.4.6 PRESIÓN DE SUELO EN CONDICIÓN SÍSMICA

MÉTODO: MONONOBE - OKABE

Aplicación del método: M-O

- * Material homogéneo no cohesivo, cuña de suelo 3H:1V, desde el talón
- * Relleno no saturado
- * $\phi \geq i + \theta_{MO}$
- $\theta_{MO} = \text{Arc tg}(kh / (1 - kv))$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

Hoja:

6

Tipo de suelo: D

$k_{ho} = f A_s$
 $k_{ho} = 0,500$
 $k_h = 0,250$ Coeficiente de aceleración horizontal
 $k_v = 0,000$ Coeficiente de aceleración vertical
 $K_h/(1-K_v) = 0,250$
 $\theta_{MO} = \text{Arc tg} [0,250]$
 $\theta_{MO} = 14,036^\circ$
 $i = 0,000^\circ$
 $i + \theta_{MO} = 14,036^\circ$
 $\phi = 35,00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo de relleno

Se puede usar M - O

PAE.- Fueba activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$PAE = 1/2 \gamma h^2 K_{AE} L_e$$

$$\theta_{MO} = 14,036^\circ$$

$$i = 0,000^\circ$$
 Angulo de inclinación del talud de relleno

$$\phi = 35,000^\circ$$
 Angulo de fricción interna del suelo

$$\beta = 90,000^\circ$$
 Angulo entre la vertical y paramento vertical del muro

$$\delta = 23,333^\circ$$
 Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro

KAE.- Coeficiente sísmico de presión activa

$$K_{AE} = \frac{\text{Sen}^2 (\phi + \beta - \theta_{MO})}{\text{Cos } \theta_{MO} \text{ Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta - \theta_{MO} - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \theta_{MO} - i)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta_{MO}) \text{ Sen}(i + \beta)}} \right]^2$$

$$K_{AE} = 0,431$$

$$PAE = 637,898 \text{ t}$$
 UBICAR A $f h$ Ubicación de PAE

$$\Delta PAE = 276,566 \text{ t}$$
 $f = 0,450$

$$Z_A = 0,602 \text{ h}$$

$$MEAE = 1.802,222 \text{ tm}$$

TOTAL: 100% SISMO PARA PARA CAPACIDAD DEL SUELO

$$EQ = 940,335 \text{ t}$$

$$MEQ = 5.190,236 \text{ tm}$$

TOTAL: 50% PIR + 100% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 695,771 \text{ t}$$

$$MEQ = 4.009,630 \text{ tm}$$

TOTAL: 100% PIR + 50% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 802,052 \text{ t}$$

$$MEQ = 4.289,126 \text{ tm}$$

2.5 CARGAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCIÓN

$H_u = \frac{G A \Delta u}{h_{rt}}$
 $G = 10,00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de corte del neopreno
 $A = 1.575,0 \text{ cm}^2$ Area de apoyo elastomérico
 $h_{rt} = 6,00 \text{ cm}$ Espesor total del neopreno
 $N_b = 4$ Número de vigas (apoyos)

2.5.1 TEMPERATURA

$\Delta \text{temp} = 0,540 \text{ cm}$ Deformación por temperatura/lado (Disminución de temperatura)

$$H_{ua} = 1.418 \text{ kg/neopreno}$$

$$H_{uTU} = 5,670 \text{ t}$$
 Fuerza total en estribo

$$z_{TU} = 8,150 \text{ m}$$

$$MTU = 46,211 \text{ tm}$$

2.5.2 CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Δ_{cont}	=	0,500 cm	Deformación por contracción/lado
H_{ua}	=	1.313 kg/neopreno	
H_{uSH}	=	5,250 t	Fuerza total en estribo
z_{SH}	=	5,880 m	
M_{SH}	=	30,867 tm	

3 FACTORES DE CARGA

	SERVICIO	RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO I	
CARGAS	γ	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}
DC	1,00	1,25	0,90	1,00	1,00
DW	1,00	1,50	0,65	1,00	1,00
LL	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
BR	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
EH	1,00	1,50	0,90	1,00	1,00
EV	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
LS	1,00	1,75	1,75	0,50	0,50
TU	1,00	0,50	0,50	0,00	0,00
SH	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50
EQ	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00

4 COMBINACIONES DE CARGAS Y DISEÑO

4.1 CIMENTACIÓN:

ESFUERZOS EN EL SUELO

q_n	=	76,700 t/m ²	Resistencia portante nominal del suelo
-------	---	-------------------------	--

4.1.2 ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I

4.1.2.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

ϕ	=	1	Factor de resistencia
q_R	=	76,7 t/m ²	Capacidad resistente factorada del suelo para Estado Límite Evento extremo

TIPO	P	H	M	P_u t	H_u t	M_u tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.210,452	0,000	2.359,586
DW	46,367	0,000	29,102	46,367	0,000	29,102
LL	108,680	0,000	114,549	54,340	0,000	57,274
BR	-1,516	16,358	94,576	-0,758	8,179	47,288
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	361,332	1.302,844
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	74,761	40,753	65,283	37,381	20,377	32,642
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	2,625	15,434
EQ	0,000	940,335	5.190,236	0,000	940,335	5.190,236
Σ	=			2.489,085	1.332,848	7.410,770

$$e = 2,977 \text{ m}$$

$$B = 9,000 \text{ m}$$

$$L = 13,300 \text{ m}$$

$$A = 119,700 \text{ m}^2$$

Fundación en: Suelo

$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B - 2e} \right) / L$$

$$\sigma_v = 61,45 \text{ t/m}^2$$

Fundación en: Roca

$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B} \left[1 \pm 6 \frac{e}{B} \right] \right) / L$$

$$\sigma_{vmax} = 62,07 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vmin} = -20,48 \text{ t/m}^2$$

Si la resultante está fuera del tercio medio de la base

$$\sigma_v = \left(\frac{2 \sum P}{3[(B/2) - e]} \right) / L$$

$$\sigma_{vmax} = 81,94 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vmin} = 0 \text{ t/m}^2$$

PRESIÓN NETA

$$h_{suelo} = N_n - N_c = 11,000 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = 1,600 \text{ t/m}^3 \quad \text{Peso específico del suelo natural}$$

Presión Neta máxima

$$\sigma_{nmax} = 64,34 \text{ t/m}^2 \quad \text{Bien}$$

4.1.2.2 DESLIZAMIENTO

COMBINACION PARA DESLIZAMIENTO Y EXCENRICIDADES

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.210,452	0,000	2.359,586
DW	46,367	0,000	29,102	46,367	0,000	29,102
LL	108,680	0,000	114,549	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	94,576	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	361,332	1.302,844
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	0,000	40,753	220,413	0,000	20,377	110,206
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	2,625	15,434
EQ	0,000	802,052	4.289,126	0,000	802,052	4.289,126
Σ	=			2.398,122	1.186,386	6.482,662

$$e = 2,703 \text{ m}$$

$$B = 9,000 \text{ m}$$

$$L = 13,300 \text{ m}$$

$$A = 119,700 \text{ m}^2$$

$$H_{max} = 1.332,848 \text{ t} \quad \text{Fuerza horizontal máxima que provoca deslizamiento}$$

Resistencia por presión pasiva

$$\gamma_2 = 1,600 \text{ t/m}^3 \quad \text{Peso específico de relleno delantero}$$

$$i = 0,000^\circ \quad \text{Ángulo inclinación talud relleno delantero}$$

$$\phi_2 = 20,000^\circ \quad \text{Para relleno delantero compactado}$$

$$\beta = 90,000^\circ \quad \text{Ángulo entre pared delantera y horizontal}$$

$$\delta_2 = 10,000^\circ \quad \text{Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro} \leq \phi_2/2 \text{ (Asumir } = \phi_2/2)$$

$$\delta_2 = 13,333^\circ \quad \text{Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro Asumir } = 2/3 \phi, \text{ para presión pasiva en condición sísmica Art. 11.5.6 AASHTO 2017}$$

$$k_p = \frac{\text{Sen}^2(\beta - \phi_2)}{\text{Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta + \delta_2)} \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi_2 + \delta_2) \text{ Sen}(\phi_2 + i)}{\text{Sen}(\beta + \delta_2) \text{ Sen}(i + \beta)}} \right]^2$$

$$k_p = 2,888 \quad \text{Coeficiente de presión pasiva en Evento extremo}$$

$$h_{p1} = 2,300 \text{ m} \quad \text{Altura promedio de presión pasiva 1}$$

$$h_{p2} = 4,000 \text{ m} \quad \text{Altura máxima para presión pasiva.-2}$$

$$h_e = 1,700 \text{ m} \quad \text{Altura estructura en presión pasiva (asumido)}$$

$$q_{p1} = 10,630 \text{ t/m}^2 \quad \text{Esfuerzo de presión pasiva}$$

$$q_{p2} = 18,486 \text{ t/m}^2 \quad \text{Esfuerzo de presión pasiva}$$

$$L_p = 13,300 \text{ m} \quad \text{Longitud del dedo, para presión pasiva}$$

$$R_{ep} = 329,154 \text{ t} \quad \text{Resistencia nominal pasiva}$$

Resistencia por fricción

$$R_\tau = P \text{ tg } \delta_1 + C \quad \text{Resistencia nominal al deslizamiento entre suelo y fundación}$$

$$\text{tg } \delta_1 = 0,466 = \text{tg } \phi_1 \quad \text{Para deslizamiento.}$$

$$C = 0,000 \text{ t} \quad \text{Resistencia por cohesión}$$

$$R_\tau = 1.118,263 \text{ t}$$

$$RR = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

$$\begin{aligned}\phi_{\tau} &= 1,000 \\ \phi_{ep} &= 1,000 \\ \phi_{Rn} &= 1.447,417 \\ \phi_{Rn} &> H_{max} \text{ Bien}\end{aligned}$$

4.1.2.3 VOLCAMIENTO

$$\begin{aligned}M_{estab.} &= 9.983,7 \text{ tm} \\ M_{volc.} &= 6.603,3 \text{ tm} \\ M_{estab.} &> M_{volc.} \text{ Bien}\end{aligned}$$

EXCENTRICIDAD MAXIMA:

$$\begin{aligned}x &= 1,410 \text{ m} \\ e &= 3,090 \text{ m} \\ (8/10)B &= 7,200 \text{ m} \\ e &\leq 4B/10 \text{ Bien}\end{aligned}$$

4.1.3 SOLICITACIONES Y DISEÑO DE LA CIMENTACION EN EVENTO EXTREMO I COMBINACION PARA DISEÑO

TIPO	P	H	M	P _{max} t	H _{max} t	M _{max} tm	P _{min} t	H _{min} t	M _{min} tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.210,452	0,000	2.359,586	1.210,452	0,000	2.359,586
DW	46,367	0,000	29,102	46,367	0,000	29,102	46,367	0,000	29,102
LL	108,680	0,000	114,549	54,340	0,000	57,274	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	94,576	-0,758	8,179	47,288	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	361,332	1.302,844	0,000	361,332	1.302,844
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	74,761	40,753	65,283	37,381	20,377	32,642	37,381	20,377	32,642
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	2,625	15,434	0,000	2,625	15,434
EQ	0,000	940,335	5.190,236	0,000	940,335	5.190,236	0,000	940,335	5.190,236
Σ	=			2.489,085	1.332,848	7.410,770	2.435,503	1.324,669	7.306,208

$$\begin{aligned}e &= 2,977 \text{ m} \\ B &= 9,000 \text{ m} \\ L &= 13,300 \text{ m} \\ A &= 119,700 \text{ m}^2 \\ c &= 4,500 \text{ m} \\ I &= 807,975 \text{ m}^4 \\ \sigma_{vmax} &= 62,07 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{vmin} &= -20,48 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_v = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

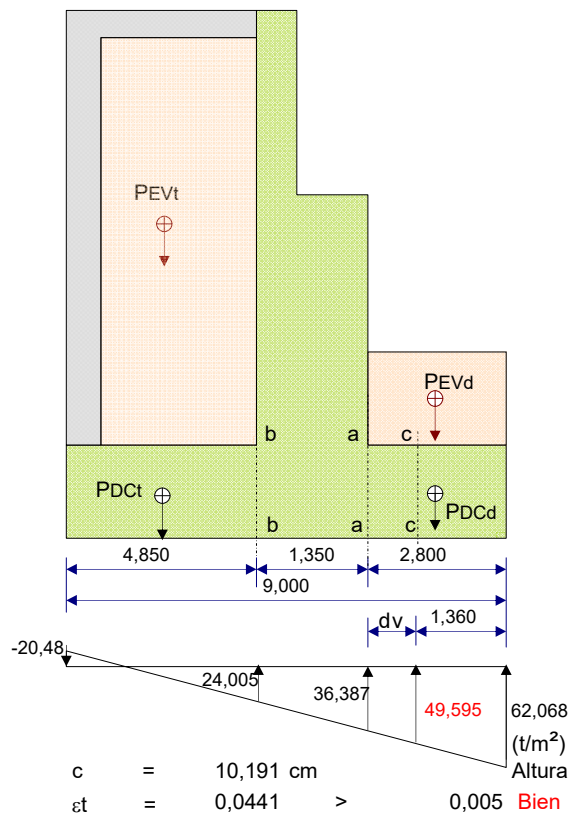
4.1.3.1 DEDO Tomamos el ancho de la zapata: parte frontal

4.1.3.1.1 FLEXIÓN

$$\begin{aligned}L_d &= 2,800 \text{ m} && \text{Longitud del dedo} \\ b &= 13,300 \text{ m} && \text{Longitud total de la zapata} \\ h_z &= 1,700 \text{ m} && \text{Altura de zapata} \\ h_r &= 2,300 \text{ m} && \text{Altura relleno sobre dedo} \\ a_z &= 9,000 \text{ m} && \text{Ancho de zapata} \\ PDC_d &= 151,939 \text{ t} && \text{Peso del dedo} \\ PEV_d &= 137,043 \text{ t} && \text{Peso relleno sobre dedo} \\ \sigma_{max} &= 62,068 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{aa} &= 36,387 \text{ t/m}^2 \\ M_{uaa} &= 2789,689 \text{ tm}\end{aligned}$$

4.1.3.1.2 ARMADURA

$$\begin{aligned}f_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4.200 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 1.330,0 \text{ cm} \\ h_z &= 170,0 \text{ cm} \\ r &= 10,0 \text{ cm} \\ d &= 160,0 \text{ cm} = 1,60 \text{ m}\end{aligned}$$



Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

$$Mu_{\min 1} = 1,33 Mu$$

$$Mu_{\min 2} = 1,072 \text{ fr } Ig/yt = Mcr = 2279,89 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm²	Ascal cm²	Asdefin. cm²
2789,69	2.279,889	383,07	470,46	470,46

Usar: 35,37 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 25 mm a 0,100 Inferior

4.1.3.1.3 DUCTILIDAD

Para $\epsilon_t \geq 0,005$, el valor de $\phi = 0,9$

Para $0,002 < \epsilon_t < 0,005$

$$\phi = 0,75 + \frac{0,15 (\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 0,9$$

Para $\epsilon_t \leq 0,002$, el valor de $\phi = 0,75$

$$c = \frac{As Fy}{0,85 f'c \beta_1 b} \quad \epsilon_t = \frac{0,003(d - c)}{c}$$

$$Ascol = 49,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d = 160,0 \text{ cm}$$

Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.

Bien Armadura colocada

4.1.3.1.4 ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

$$As \geq \frac{756bh}{2(b+h)Fy} \quad 2,33 \leq As \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 13,57 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Por cara, en cada dirección}$$

$$As_{\text{final}} = 13,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: Sentido Longitudinal: 1 ϕ 20 mm a 0,20 Inferior

4.1.3.1.5 CORTE

$$dv = 1,440 \text{ m} = 144,0 \text{ cm}$$

$$PDCv = 73,799 \text{ t} \quad \text{Peso dedo para corte}$$

$$PEVv = 66,564 \text{ t} \quad \text{Peso relleno en dedo, para corte}$$

$$Vucc = \frac{62,068 + 49,595}{2} \times 1,360 - \left(73,799 + 66,564 \right) \times 0,000$$

$$Vucc = 869,517 \text{ t}$$

Cortante resistente

$$Vr = \phi Vn \quad \text{Cortante resistente}$$

$$Vn = Vc + Vs + Vp$$

$$Vn = 0,25f'c bv dv + Vp$$

$$Vc = 0,0316 \beta \lambda \sqrt{f'c} bv dv$$

$$\lambda = 1$$

$$\beta = 2,0$$

$$Vc = 0,530 \sqrt{f'c} bv dv$$

$$\phi = 0,9$$

$$bv = 1.330,000 \text{ cm}$$

$$Vc = 1.698,196 \text{ t}$$

$$Vs=Vp = 0,0 \text{ t} \quad \text{No hay armadura a corte ni presfuerzo}$$

$$Vn1 = 1.698,196 \text{ t}$$

$$Vn2 = 13.406,40$$

$$Vr = 1.528,377 \text{ t} \quad \text{Bien}$$

Chequeo en la sección aa

V_{uaa} = 1.544,255 t

V_r = 1.528,377 t **Aumentar Sección** No mandatoria

4.1.3.2 TALÓN Para el talón utilizaremos la combinación de evento extremo I con **factores mínimos**

e = 3,000 m

B = 9,000 m

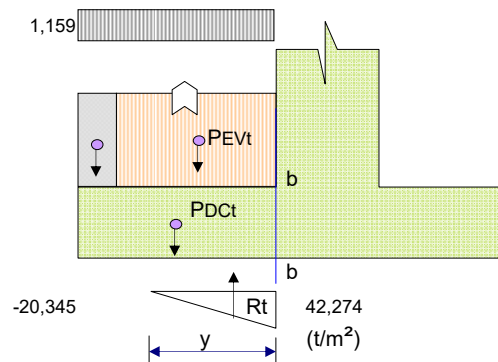
L = 13,300 m

A = 119,700 m²

σ_{vmax} = 61,04 t/m² **Bien**

σ_{vmin} = -20,35 t/m²

Tomar 1,00 m de ancho de diseño



4.1.3.2.1 FLEXIÓN Trabajamos con la longitud total del talón

y = 3,274 m

R_t = 920,466 t

L_t = 4,850 m Longitud talón

PDC₅ = 55,859 t

PDC₆ = 16,162 t

PDC₇ = 14,894 t

PDC₈ = 28,409 t

PDC₉ = 2,471 t

PDC₁₀ = 1,797 t

d₅ = 2,225 m

d₆ = 4,650 m

d₇ = 4,650 m

d₈ = 4,650 m

d₉ = 4,650 m

d₁₀ = 4,650 m

PDC_t = 263,180 t

PDC = 382,772 t

MDC = 1058,856 tm

PDW₁₂ = 3,346 t

MDW = 15,560 tm

PEV₁₃ = 936,018 m

PEV₁₄ = 68,241 m

MEV = 2399,960 t

PLS = 37,381 t

MLS = 173,820 tm

Peso talón

Peso DC total

Capa rodadura

Momento por capa rodadura

Peso relleno sobre talón.

Peso relleno sobre talón.

Momento por peso relleno

Peso sobrecarga viva

Momento por sobrecarga viva

d_t = 2,425 m

d₁₂ = 4,650 m

d₁₃ = 2,225 m

d₁₄ = 4,650 m

d_{LS} = 4,650 m

M_{ubb} = 1.004,606

Hacia arriba

4.1.3.2.2 ARMADURA

f_c = 280 kg/cm²

F_y = 4.200 kg/cm²

b = 1.330,0 cm

h_z = 170,0 cm

r = 10,0 cm

d = 160,0 cm = 1,60 m

Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

Mu mín1 = 1,33 Mu

Mu mín2 = 1,072 fr I_g/ y_t = M_{cr} = 2298,28 tm

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
1004,61	1.336,126	222,99	167,27	222,99

Usar: 16,77 cm²/m

Usamos: 1 φ 25 mm a 0,100

Se coloca armadura mayor por fisuramiento

4.1.3.2.3 DUCTILIDAD

Ascol =	49,09 cm ² /m	Bien	Armadura colocada
β_1 =	0,85		
b =	100,00 cm		
d =	160,0 cm		Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c =	10,191 cm		Altura bloque de compresión
ϵ_t =	0,0441 >	0,005 Bien	No hace falta reducir ϕ

4.1.3.2.4 ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b =	100,0 cm	
As =	5,67 cm ² /m	Por cara, en cada dirección
Asfinal =	5,67 cm ² /m	
Usar:	Sentido Longitudinal:	1 ϕ 20 mm a 0,20 Superior

4.1.3.2.5 CORTE

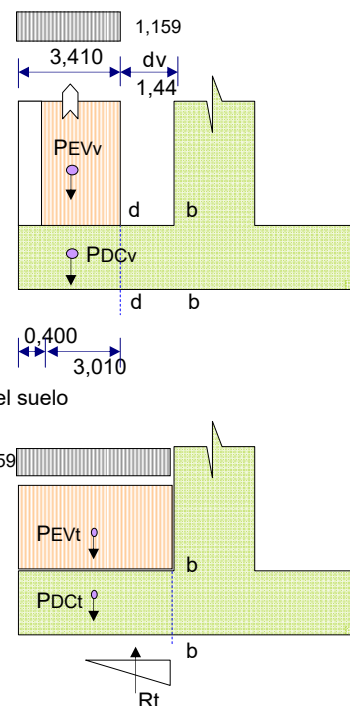
Chequeamos a "dv", solo con el peso del talón y relleno, en toda su longitud

Lt =	4,850 m	Longitud talón
dv =	144,000 cm	Altura efectiva
Ltc =	3,410 m	Longitud talón para corte
hr =	8,717 m	Altura del relleno
PDC =	119,592 t	Pesos de carga muerta
PDCv =	185,040 t	Peso del talón para corte
PEV15* =	633,127 t	Peso relleno talón para corte
PEV16* =	68,241 t	Peso relleno talón entre columnas
PDWv =	3,346 t	Peso cara rodadura sobre estribo
PLSv =	37,381 t	Peso sobrecarga viva en estribo
Vudd =	0,000 t	Cortante último en dv, sin incluir reacción del suelo
bv =	1330,000 cm	
dv =	144,000 cm	
ϕ =	0,9	
Vc =	1.698,196 t	
Vs=Vp=	0,0 t	
Vn1 =	1.698,196 t	
Vn2 =	13.406,4	
Vr =	1.528,377 t	Bien

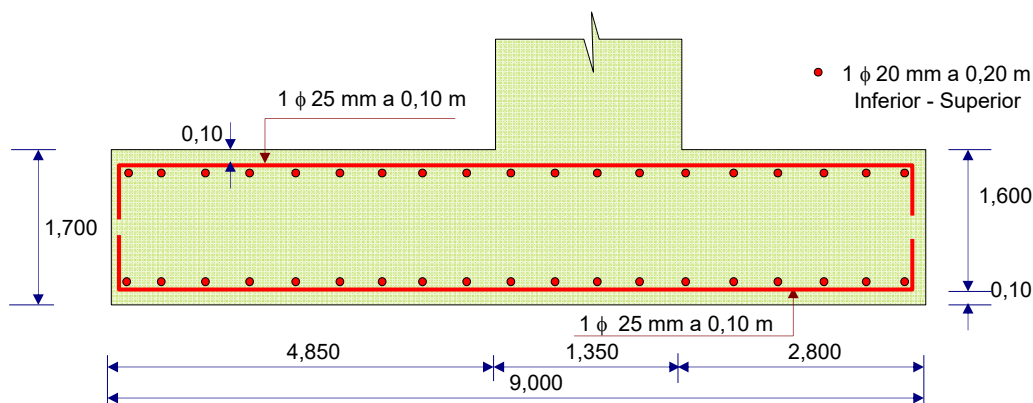
Chequeo en la sección bb

Vubb =	537,694 t	Incluyendo la reacción del suelo
--------	-----------	----------------------------------

Vr =	1.528,377 t	Bien
------	-------------	------



4.1.4 RESULTADO DEL DISEÑO POR EVENTO EXTREMO I



4.1.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

4.1.2.1 ESFUERZOS EN CIMENTACIÓN

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.210,452	0,000	2.359,586
DW	46,367	0,000	29,102	46,367	0,000	29,102
LL	108,680	0,000	114,549	108,680	0,000	114,549
BR	-1,516	16,358	94,576	-1,516	16,358	94,576
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	361,332	1.302,844
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	74,761	40,753	65,283	74,761	40,753	65,283
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	5,670	46,211
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	5,250	30,867
EQ	0,000	940,335	5.190,236	0,000	0,000	0,000
Σ =				2.580,047	429,363	2.419,382

$e = 0,938$ m Excentricidad
 $B = 9,000$ m Ancho de la zapata
 $L = 13,300$ m Largo de la zapata
 $A = 119,700$ m² Area de cimentación
 $c = 4,500$ m
 $I = 807,975$ m⁴
 $\sigma_{vmax} = 35,03$ t/m²
 $\sigma_{vmin} = 8,08$ t/m²

4.1.2.2 CONTROL DEL FISURAMIENTO

El espaciamiento del acero de refuerzo en la cara en tracción deberá satisfacer:

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad \beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

MÓDULO ELASTICIDAD ACERO $E_c = 2.030.000$ kg/cm²

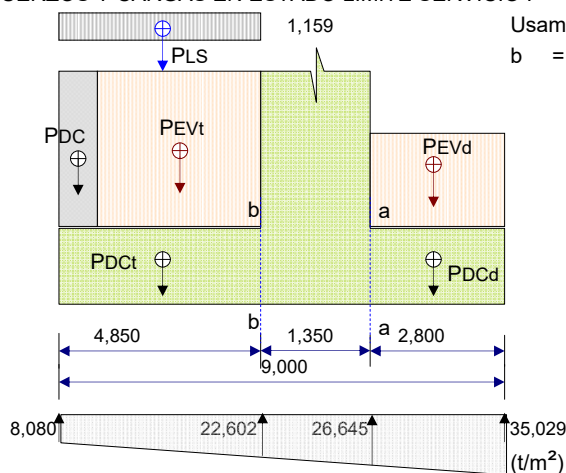
MÓDULO ELASTICIDAD HORMIGÓN $E_s = 200.798$ kg/cm² $12000\sqrt{f_c}$

$\gamma_e = 0,75$ Condición de exposición.

$n = 10,00$ Relación de módulos de elasticidad

$b = 1330,00$ cm Ancho de faja de diseño

ESFUERZOS Y CARGAS EN ESTADO LÍMITE SERVICIO I



Usamos toda la longitud de la zapata de dedo y talón

$$b = 13,300 \text{ m} = L$$

Dedo

$$PDCd = 151,939 \text{ t}$$

$$PEVd = 137,043 \text{ t}$$

$$Maa = 1275,988 \text{ tm/L}$$

Hacia arriba

Talón

$$MDC = 1058,856 \text{ tm}$$

$$MDW = 15,560 \text{ tm}$$

$$MEV = 2399,960 \text{ tm}$$

$$MLSv = 173,820 \text{ tm/L}$$

$$Mbb = -1627,113 \text{ tm}$$

Hacia abajo

4.1.2.3 DEDO

$b = 100,0$ cm Ancho para chequeo

$d_c = 10,0$ cm Recubrimiento

$h = 170,0$ cm Altura total del elemento (zapata)

$\beta_s = 1,089$

$Maa = 95,939$ tm/m Momento en estado Límite Servicio l/m

$A_s = 49,09$ cm² Armadura colocada (arriba)

$d = 160,00$ cm Altura efectiva

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

Hoja:

14

j = 0,867
fs = 1.409,46 kg/cm² Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.
Smáx = 40,80 cm Separación máxima
Svar = 10,00 cm Separación entre varillas **Bien**

4.1.2.4 TALÓN

dc = 10,0 cm Recubrimiento
h = 170,0 cm Altura de la zapata
βs = 1,089
M = 122,339 tm/m Momento en estado Límite Servicio l/m
As = 49,09 cm²
d = 160,00 cm²
fs = 1.797,3 kg/cm² Esfuerzo calculado
Smáx = 27,68 cm Separación máxima
Svar = 10,00 cm Separación entre varillas **Bien**

4.1.3 ESTADO LÍMITE RESISTENCIA I

4.1.3.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

φb = 0,45 Factor de resistencia

qR = φb qn = 34,52 t/m² Capacidad del suelo para Estado Límite de Resistencia

TIPO	P	H	M	Pumax t	Humax t	Mumax tm	Pumin t	Humin t	Mumin tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.513,065	0,000	2.949,482	1.089,407	0,000	2.123,627
DW	46,367	0,000	29,102	69,551	0,000	43,653	30,139	0,000	18,916
LL	108,680	0,000	114,549	190,190	0,000	200,461	190,190	0,000	200,461
BR	-1,516	16,358	94,576	-2,653	28,626	165,508	-2,653	28,626	165,508
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	541,999	1.954,267	0,000	325,199	1.172,560
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.540,758	0,000	-2.191,908	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	74,761	40,753	65,283	130,832	71,318	114,245	130,832	71,318	114,245
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	2,835	23,105	0,000	2,835	23,105
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	2,625	15,434	0,000	2,625	15,434
EQ	0,000	940,335	5.190,236	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				3.441,744	647,402	3.274,246	2.579,217	430,603	2.210,220

Con factores máximos

e = 0,951 m

B = 9,000 m

L = 13,300 m

A = 119,700 m²

Fundación en: Suelo

$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B - 2e} \right) / L$$

σv = 36,46 t/m²

Fundación en: Roca

$$\sigma_v = \left(\frac{\Sigma P}{B} \left[1 \pm 6 \frac{e}{B} \right] \right) / L$$

σvmax= 46,99 t/m² Presión Bruta

σvmin = 10,52 t/m²

PRESIÓN NETA

hsuelo = Nn - Nc = 11,000 m

γl = 1,600 t/m³ Peso específico del suelo natural

Presión Neta máxima

σnmax= 29,39 t/m² **Bien**

4.1.3.2 DESLIZAMIENTO

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	1.210,452	0,000	2.359,586	1.089,407	0,000	2.123,627
DW	46,367	0,000	29,102	30,139	0,000	18,916
LL	108,680	0,000	114,549	190,190	0,000	200,461
BR	-1,516	16,358	94,576	-2,653	28,626	165,508
EH	0,000	361,332	1.302,844	0,000	541,999	1.954,267
EV	1.141,302	0,000	-1.623,636	1.141,302	0,000	-1.623,636
LS	0,000	40,753	220,413	0,000	71,318	385,722
TU	0,000	5,670	46,211	0,000	2,835	23,105
SH	0,000	5,250	30,867	0,000	2,625	15,434
EQ	0,000	940,335	5.190,236	0,000	0,000	0,000
Σ =				2.448,385	647,402	3.263,404

$e = 1,333 \text{ m}$

$H_{max} = 647,402 \text{ t}$ Fuerza horizontal máxima que provoca deslizamiento

$\gamma_2 = 1,600 \text{ t/m}^3$

Peso específico de relleno delantero

$i = 0,000^\circ$

Ángulo inclinación talud relleno delantero

$\phi_2 = 20,000^\circ$

Para relleno delantero compactado

$\beta = 90,000^\circ$

Ángulo entre pared delantera y horizontal

$\delta_2 = 10,000^\circ$

Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro $\leq \phi_2/2$ (Asumir $= \phi_2/2$) Resistencia I

Resistencias

Por presión pasiva

$k_p = 2,635$

Coefficiente de presión pasiva

$h_{p1} = 2,300 \text{ m}$

Altura promedio de presión pasiva 1

$h_{p2} = 4,000 \text{ m}$

Altura máxima para presión pasiva.-2

$h_e = 1,700 \text{ m}$

Altura estructura en presión pasiva (asumido)

$q_{p1} = 9,698 \text{ t/m}^2$

Esfuerzo de presión pasiva

$q_{p2} = 16,867 \text{ t/m}^2$

Esfuerzo de presión pasiva

$L_p = 13,300 \text{ m}$

Longitud del dedo, para presión pasiva

$Rep = 300,320 \text{ t}$

Resistencia nominal pasiva

$R_t = P_t \gamma \delta_1 + C$

Resistencia nominal al deslizamiento entre suelo y fundación

$C = 0,000 \text{ t}$

Resistencia por cohesión

$\tan \delta_1 = 0,466$

$\tan \phi_1$ Para deslizamiento.

$R_t = 1.202,7 \text{ t}$

Por fricción entre suelo y zapata

$RR = \phi R_n = \phi_t R_t + \phi_{ep} Rep$ Resistencia factorada contra la falla por deslizamiento

$\phi_t = 0,800$

$\phi_{ep} = 0,500$

$\phi R_n = 1.112,3 \text{ t}$

$\phi R_n > H_{max}$ Bien

4.1.3.3 VOLCAMIENTO y EXCENRICIDAD MÁXIMA

$Mu_{estab} = 10.310,30 \text{ tm}$

$Mu_{volc.} = 2.355,423 \text{ tm}$

$Mu_{estab.} > Mu_{volc.}$ Bien

EXCENRICIDAD MÁXIMA

$x = 3,249 \text{ m}$

$e = 1,251 \text{ m}$

$(2/3)B = 6,000 \text{ m}$

$e \leq B/3$ Bien

4.1.3.4 SOLICITACIONES Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN: RESISTENCIA I

4.1.3.4.1 DEDO

Trabajamos con todo el ancho de la zapata en la parte frontal

4.1.3.4.1.1 FLEXIÓN:

b	=	13,300 m	Longitud total de la zapata (dedo)
Ld	=	2,800 m	Longitud del dedo
hz	=	1,700 m	Altura de zapata
hr	=	2,300 m	Altura relleno sobre dedo
az	=	9,000 m	Ancho de zapata
PDCd	=	151,939 t	Peso del dedo
PEVd	=	137,043 t	Peso relleno sobre dedo
σ_{max}	=	46,989 t/m ²	
σ_{aa}	=	35,642 t/m ²	
Mu _{aa}	=	1869,319 tm	Hacia arriba

4.1.3.4.1.2 ARMADURA

f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4.200 kg/cm ²
b	=	1.330,0 cm
hz	=	170,0 cm
r	=	10,0 cm
de	=	160,0 cm = 1,60 m
Asmín:	El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:	

$$Mu_{mín1} = 1,33 Mu$$

$$Mu_{mín2} = 1,072 \text{ fr } Ig/yt = M_{cr} = 2298,28 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
1869,32	2.298,275	386,21	313,16	386,21

$$As/m = 29,04 \text{ cm}^2/m$$

Usamos: 1 ϕ 25 mm a 0,100 Superior

Se mantiene armadura de Evento Extremo I

4.1.3.4.1.3 DUCTILIDAD

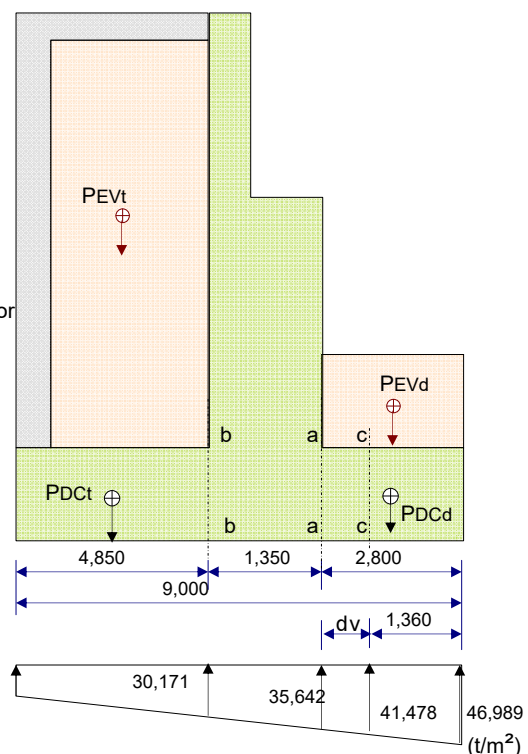
Ascol	=	49,09 cm ² /m	Bien	Armadura colocada
β_l	=	0,85		
d	=	160,0 cm	desde As	
b	=	100,00 cm		
c	=	10,191 cm	Altura bloque de comp	10,517
ϵ_t	=	0,0441	>	0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

4.1.3.4.1.4 ARMADURA CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b	=	100,00 cm
h	=	170,00 cm
As	=	5,67 cm ² /m Por cara, en cada dirección
Asfinal	=	5,67 cm ² /m
Usar:	Sentido Longitudinal:	
	1 ϕ 20 mm a 0,20	Inferior
Se mantiene armadura de Evento Extremo I		

4.1.3.4.1.5 CORTE

dv	=	1,440 m = 144,0 cm
PDCv	=	73,799 t Peso dedo para corte
PEVv	=	66,564 t Peso relleno en dedo, para corte
Vucc	=	$\frac{46,99 + 41,48}{2} \times 1,360 \times 13,30 - \left(66,419 - 66,564 \right) 1,000$
Vucc	=	667,109 t



$$\begin{aligned} V_r &= \phi V_n && \text{Cortante resistente} \\ \phi &= 0,9 \\ V_c &= 0,530 \sqrt{f_c} b_v d_v \\ b_v &= 1.330,000 \text{ cm} \\ V_c &= 1.698,196 \text{ t} \\ V_s=V_p &= 0,0 \text{ t} \\ V_{n1} &= 1.698,196 \text{ t} \\ V_{n2} &= 13.406,4 \text{ t} \\ V_r &= 1.528,377 \text{ t} && \text{Bien} \end{aligned}$$

Chequeo en la sección aa

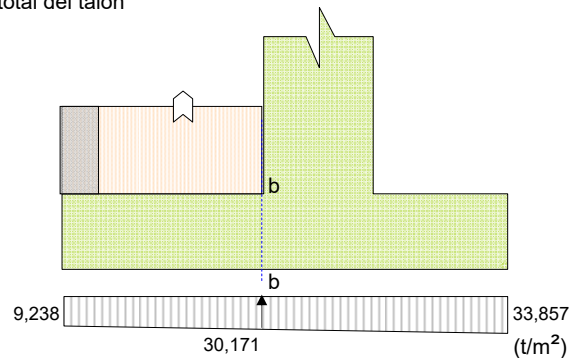
$$\begin{aligned} V_{uaa} &= 1264,803 \text{ t} \\ V_r &= 1.528,377 \text{ t} && \text{Bien} \end{aligned}$$

4.1.3.4.2 TALÓN Para el talón utilizaremos la combinación de Resistencia I **con factores de carga mínimos**

$$\begin{aligned} b &= 13,300 \text{ m} && \text{Trabajamos con la longitud total del talón} \\ e &= 0,857 \text{ m} \\ B &= 9,000 \text{ m} \\ L &= 13,300 \text{ m} \\ A &= 119,700 \text{ m}^2 \\ \sigma_{vmax} &= 33,86 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{vmin} &= 9,24 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4.1.3.4.2.1 FLEXIÓN

$$\begin{aligned} L_t &= 4,850 \text{ m} && \text{Longitud talón} \\ MDC &= 1058,856 \text{ tm} \\ MDW &= 15,560 \text{ tm} \\ MEV &= 2399,960 \text{ tm} \\ MLS_v &= 173,820 \text{ tm} \\ M_{ubb} &= -2.354,534 \text{ tm} && \text{Hacia abajo} \end{aligned}$$



4.1.3.4.2.2 ARMADURA

$$\begin{aligned} f_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ F_y &= 4.200 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 1.330,0 \text{ cm} \\ h_z &= 170,0 \text{ cm} \\ r &= 10,0 \text{ cm} \\ d &= 160,0 \text{ cm} = 1,60 \text{ m} \end{aligned}$$

Mu tm	Asmin cm²	Ascal cm²	1.33Ascal cm²	Asdefin. cm²
2354,53	0,00	395,82	526,45	395,82

$$A_s/m = 29,76 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Usamos: } 1 \phi 25 \text{ mm a } 0,10$$

Se mantiene armadura de Evento Extremo I

Asmín: El armadura mínima se establece en función del Momento de agrietamiento M_{cr}

Superior

4.1.3.4.2.3 DUCTILIDAD

$$\begin{aligned} A_{scol} &= 49,09 \text{ cm}^2/m && \text{Bien} && \text{Armadura colocada} \\ \beta_1 &= 0,85 \\ d &= 160,0 \text{ cm} && \text{Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.} \\ b &= 100,00 \text{ cm} \\ c &= 10,191 \text{ cm} && \text{Altura bloque de compresión} \\ \epsilon_t &= 0,0441 > 0,005 && \text{Bien} && \text{No hace falta reducir } \phi \end{aligned}$$

4.1.3.4.2.4 ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

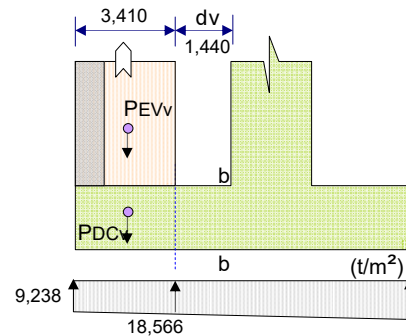
$$\begin{aligned} b &= 100,00 \text{ cm} \\ h &= 170,00 \text{ cm} \\ A_s &= 13,57 \text{ cm}^2/m && \text{Por cara, en cada dirección} \\ A_{sfinal} &= 13,57 \text{ cm}^2/m \\ \text{Usar: Sentido Longitudinal: } 1 \phi 20 \text{ mm a } 0,20 &&& \text{Superior} \end{aligned}$$

Se mantiene armadura de Evento Extremo I

4.1.3.4.2.5 CORTE

Chequeamos a una distancia "d".

Lt	=	4,850 m	Longitud talón
dv	=	144,000 cm	Altura efectiva corte
Ltc	=	3,410 m	Longitud talón para corte
hr	=	8,717 m	Altura del relleno
PDC	=	119,592 t	Pesos de carga muerta
PDCv	=	185,040 t	Peso del talón para corte
PEV13*	=	633,127 t	Peso relleno talón para corte
PEV14*	=	68,241 t	Peso relleno talón para corte
PDWv	=	3,346 t	Peso capa de rodadura
PLS	=	37,381 t	Peso sobrecarga viva
Vudd	=	-767,592 t	Cortante último en dv.



Vr	=	ϕV_n	Cortante resistente
ϕ	=	0,9	
Vc	=	$0,530 \sqrt{f'_c} b_v dv$	
bv	=	1.330,0 cm	
Vc	=	1.698,2 t	
Vs=Vp=	=	0,0 t	
Vn1	=	1.698,20 t	
Vn2	=	13.406,4 t	
Vr	=	1.528,4 t	Bien

Chequeo en la sección bb

PDC	=	382,772 t	Peso DC total
PDW12	=	3,346 t	Capa rodadura
PEV13	=	936,018 m	Peso relleno sobre talón.
PEV14	=	68,241 m	Peso relleno sobre talón.
PLS	=	37,381 t	Peso por sobrecarga viva
Vubb	=	-633,6 t	
Vr	=	1.528,4 t	Bien

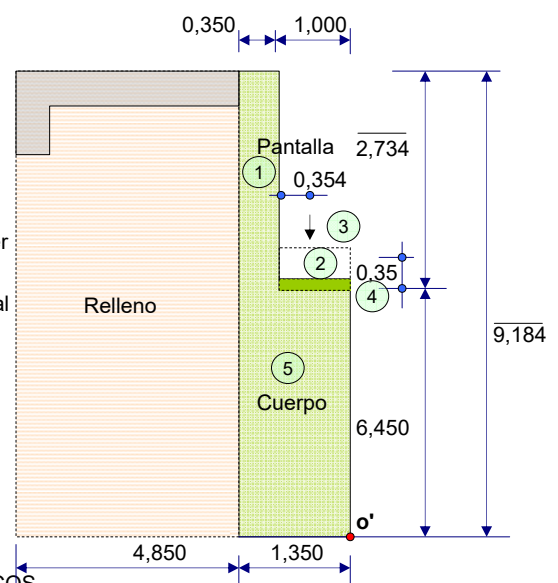
SE MANTIENE EL DISEÑO DE EVENTO EXTREMO I

4.2 CUERPO: Diseñamos para toda la longitud del cuerpo

af	=	13,30 m	Ancho frontal de diseño
----	---	---------	-------------------------

4.2.1.1 CARGA MUERTA SUPERESTRUCTURA

RDC	=	258,200 t	Reacción carga muerta/estribo
xDC	=	0,646 m	Ubicación carga respecto a o'
eDC	=	0,029 m	Excentricidad carga muerta super
zDC	=	6,450 m	Altura aplicación fuerza horizontal
MDC	=	7,488 tm	MDC superest.en xcg cuerpo



4.2.1.2 CARGA DE CARPETA ASFÁLTICA Y SERVICIOS PÚBLICOS

RDW	=	39,675 t	Reacción de carga de carpeta asfáltica y servicios públicos
xDW	=	0,646 m	Ubicación de carga respecto a o'
eDW	=	0,029 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
HDWx	=	0,000 t	Fuerza horizontal de carga capa de rodadura en x
zDW	=	6,450 m	Altura de aplicación de fuerzas horizontales
MDW	=	1,151 tm	Momento por DW de la superestructura en el xcg del cuerpo

4.2.1.3 CARGA VIVA

RLL	=	108,680 t	Reacción de carga viva por estribo
xLL	=	0,646 m	Ubicación de carga respecto a σ'
eLL	=	0,029 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
HLLx	=	0,000 t	Fuerza horizontal de carga viva en x
zLL	=	6,450 m	
MLL	=	3,152 tm	Momento por LL de la superestructura en el xcg del cuerpo

4.2.1.4 FUERZA DE FRENADO Fuerzas de frenado en una línea de tráfico

PBR	=	-1,516 t	Carga vertical por frenado
BRx	=	16,358 t	Fuerza de frenado en x
xBR1	=	0,646 m	Ubicación de carga vertical respecto a σ'
eBR1	=	0,029 m	Excentricidad BR
zBR	=	6,450 m	Altura para fuerza frenado desde nivel inferior de zapata
MBR	=	105,462 tm	Momento por BR en el ycg del cuerpo por la componente vertical+horizontal

4.2.1.5 PESO PROPIO CUERPO

FIG.	PESO t	$x\sigma'$ m	Mo' tm
1	30,539	1,175	35,883
2	2,016	0,500	1,008
3	1,110	0,500	0,555
4	277,943	0,675	187,612
5			
6			
7	14,894	1,175	17,500
8	56,818	1,175	66,761
9	4,942	1,175	5,807
10	3,594	1,175	4,223
Σ	391,855		319,348

PDC	=	391,855 t	
xDC	=	0,815 m	Ubicación de carga respecto a σ
eDC	=	-0,140 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDC	=	-54,846 tm	Momento por DC del estribo en el ycg del cuerpo

4.2.1.6 CARPETA ASFÁLTICA SOBRE LOSA DE APROXIMACIÓN

PDC	=	3,346 t	Carga de capa rodadura en losa aproximación
xDC	=	1,175 m	Ubicación de carga respecto a σ'
eDC	=	-0,500 m	Excentricidad para carga rodadura sobre losa aproximación
MDC	=	-1,673 tm	Momento por DC del estribo en el xcg del cuerpo

4.2.1.7 PRESIÓN DE TIERRAS

γ_r	=	1,900 t/m ³	Peso específico del suelo de relleno
k_a	=	0,244	Coefficiente de empuje activo
h	=	9,184 m	Altura promedio para presión de tierras
a	=	13,300 m	Ancho de presión de tierras
p_0	=	4,265 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
EH	=	260,441 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
zEH	=	3,061 m	Ubicación empuje de tierras
MEH	=	797,254 tm	Momento por presión de tierras sin sobrecarga

4.2.1.8 SOBRECARGA VIVA

heq	=	0,610 m	Altura de sobrecarga.
p_1	=	0,283 t/m ²	Presión horizontal por sobrecarga
ELS	=	34,599 t	Empuje de tierras por sobrecarga viva
zLS	=	4,592 m	Ubicación de empuje desde eje xx
MLSh	=	158,869 tm	Momento por LS horizontal en el ycg del cuerpo

4.2.1.9 SISMO

Superestructura:

Clase sitio	D	Clase de suelo
PGA =	0,500	Coefficiente de aceleración pico horizontal del suelo.
Fpga =	1,000	Coefficiente de aceleración pico del sitio.- factor de sitio
As =	0,500	
zs =	4,180 m	Altura : base superior zapata - base vigas
Hbu =	μ Pu	Carga lateral transmitida de la super a la infraestructura
μ =	0,400	Coefficiente de fricción
Hbu =	174,641 t	Fuerza sísmica transferida al cuerpo del estribo
MEQ-s =	729,912 tm	

Infraestructura: solo cuerpo

kh =	0,5 kho	
kho =	0,500	
Eqcpo =	0,250 x 391,86	= 97,964 t
zcpo =	4,778 m	Centro de gravedad del cuerpo
MEQcpo=	468,119 tm	Momento sísmico por peso propio cuerpo

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	30,539	7,817	238,713
2	2,016	6,625	13,356
3	1,110	6,484	7,196
4	277,943	3,225	896,367
5			
6			
7	14,894	8,600	128,091
8	56,818	8,917	506,643
9	4,942	9,291	45,917
10	3,594	10,071	36,194
Σ	391,855		1.872,476

Relleno sobre talón

FIG.	PESO	z	M = Pz
13	936,018	4,359	4079,636
14	68,241	4,009	273,543
Σ	1004,259		4.353,179

EQearth =	0,250 x 1.004,26	= 251,065 t
zearth =	4,335 m	Centro de gravedad del relleno trasero
MEQearth=	1088,295 tm	Momento sísmico provocado por el relleno en el cuerpo

PIR =	kh(Ww + Ws)	
PIR =	349,029 t	Carga sísmica de peso propio y relleno

Presión lateral del suelo Método de Mononobe - Okabe

KAE =	0,431
PAE =	459,784 t
Δ PAE =	199,343 t
Z _A =	0,602 h
MEAE =	1.102,840 tm

Total:

EQ100 =	723,013 t	EQ50 =	548,499 t	EQ50 =	623,341 t
MEQ100 =	3.389,166 tm	MEQ50 =	2610,959 tm	MEQ50 =	2837,746 tm

4.2.1.10 CARGAS POR TEMPERATURA y CONTRACCIÓN

4.2.1.10.1 TEMPERATURA

HTux =	5,670 t	Fuerza horizontal por temperatura (incremento temperatura)
zTU =	6,450 m	Altura hasta apoyo de superestructura
MTU =	36,572 tm	

4.2.1.10.2 CONTRACCIÓN

HuSH =	5,250 t	Fuerza total en un m de cuerpo
zSH =	4,180 m	
MSH =	21,942 tm	

4.2.2 SOLICITACIONES ÚLTIMAS

4.2.2.1 ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I

TIPO	P	H	M	Pumax t	Humax t	Mumax tm	Pumin t	Humin t	Mumin tm
DC	650,055	0,000	-47,358	650,055	0,000	-47,358	650,055	0,000	-47,358
DW	43,021	0,000	-0,523	43,021	0,000	-0,523	43,021	0,000	-0,523
LL	108,680	0,000	3,152	54,340	0,000	1,576	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	105,462	-0,758	8,179	52,731	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	260,441	797,254	0,000	260,441	797,254	0,000	260,441	797,254
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,000	34,599	158,869	0,000	17,299	79,435	0,000	17,299	79,435
TU	0,000	5,670	36,572	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	21,942	0,000	2,625	10,971	0,000	2,625	10,971
EQ	0,000	623,341	2.837,746	0,000	623,341	2.837,746	0,000	623,341	2.837,746
Σ =				746,659	911,886	3.731,832	693,077	903,707	3.677,525

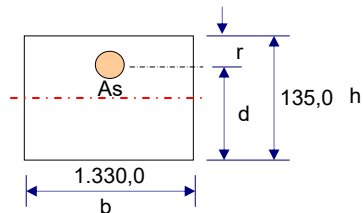
4.2.2.2 ESTADO LÍMITE RESISTENCIA 1

TIPO	P	H	M	Pumax t	Humax t	Mumax tm	Pumin t	Humin t	Mumin tm
DC	650,055	0,000	-47,358	812,569	0,000	-59,198	585,050	0,000	-42,622
DW	43,021	0,000	-0,523	64,532	0,000	-0,784	27,964	0,000	-0,340
LL	108,680	0,000	3,152	190,190	0,000	5,516	190,190	0,000	5,516
BR	-1,516	16,358	105,462	-2,653	28,626	184,558	-2,653	28,626	184,558
EH	0,000	260,441	797,254	0,000	390,662	1.195,881	0,000	234,397	717,529
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,000	34,599	158,869	0,000	60,548	278,021	0,000	60,548	278,021
TU	0,000	5,670	36,572	0,000	2,835	18,286	0,000	2,835	18,286
SH	0,000	5,250	21,942	0,000	2,625	10,971	0,000	2,625	10,971
EQ	0,000	623,341	2.837,746	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				1.064,638	485,295	1.633,251	800,551	329,031	1.171,918

4.2.3 DISEÑO

4.2.3.1 DIMENSIONES

b = 1330,00 cm
h = 135,00 cm



4.2.3.2 ARMADURA

f_c = 280 kg/cm²
 F_y = 4200 kg/cm²
b = 1330,00 cm
h = 135,00 cm
r = 10,00 cm
de = 125,00 cm

Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

$$Mu_{\min 1} = 1,33 Mu$$

$$Mu_{\min 2} = 1,072 \text{ fr } Ig/yt = Mcr = 1449,34 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
3.731,832	1.449,345	311,92	826,14	826,14

$$As/m = 62,12 \text{ cm}^2/m$$

Usamos: 1 ϕ 28 mm a 0,20
1 ϕ 28 mm a 0,20
Svar = 0,10

Cara en contacto suelo.- largo

Cara en contacto suelo.- corto.- Alternar con largo

Espaciamiento entre varillas (Alternado)

4.2.3.3 DUCTILIDAD

Ascol = 61,58 cm²/m
b = 100,00 cm
 β_1 = 0,85
d = 125,0 cm
c = 12,784 cm
 ϵ_t = 0,0263 >

Revisar Armadura colocada

Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.

Altura bloque de compresión

0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

4.2.3.4 ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

$b = 100,00$ cm
 $h = 135,00$ cm
 $As = 5,17$ cm²/m Por cara, en cada dirección
 $As_{final} = 5,17$ cm²/m
 Usar: $1 \phi 20$ mm a 0,20 Cara exterior: vertical
 $1 \phi 20$ mm a 0,20 Armadura horizontal/cara

4.2.3.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: CONTROL DEL FISURAMIENTO

El espaciamiento del acero de refuerzo en la cara en tracción deberá satisfacer:

$\gamma_e = 0,75$ Condición de exposición.
 $n = 10,00$ Relación de módulos de elasticidad
 $b = 1.330,00$ cm Ancho de faja de diseño

CUERPO

$d_c = 10,0$ cm Recubrimiento
 $h = 135,0$ cm Altura total del elemento
 $\beta_s = 1,114$

TIPO	M tm	Mu tm
DC	-47,358	-47,358
DW	-0,523	-0,523
LL	3,152	3,152
BR	105,462	105,462
EH	797,254	797,254
EV	0,000	0,000
LS	158,869	158,869
TU	36,572	36,572
SH	0,000	0,000
EQ	2.837,746	0,000
Σ		1.053,428

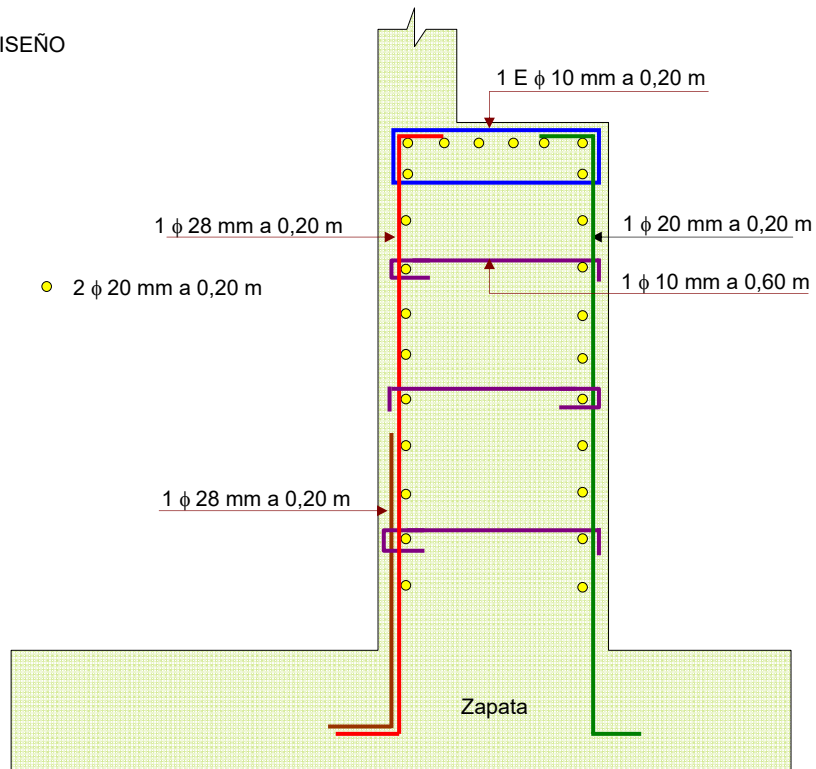
$M = 79,205$ tm/m Servicio I
 $As = 61,58$ cm² Armadura colocada
 $d = 125,00$ cm Altura efectiva en flexión
 $f_s = 1.187,4$ kg/cm² Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.
 $S_{m\acute{a}x} = 50,85$ cm Separación máxima
 $S_{var} = 20,00$ cm Separación entre varillas **Bien**

4.2.3.6 CORTE

$V_u = 911,886$ t

$V_r = \phi V_n$ Cortante resistente
 $\phi = 0,9$
 $V_c = 0,530 \sqrt{f'_c} b_v d_v$
 $b_v = 1.330,0$ cm
 $d_v = 112,500$ cm
 $V_c = 1.326,716$ t
 $V_s = V_p = 0,0$ t
 $V_{n1} = 1.326,72$ t
 $V_{n2} = 10.473,75$ t
 $V_r = 1.194,0$ t **Bien**

4.2.3.7 RESULTADO DEL DISEÑO



4.3 PANTALLA SUPERIOR

4.3.1 CARGAS Y SOLICITACIONES

a = 1,000 m Ancho de diseño de pantalla

4.3.1.1 CARGA MUERTA

RDC = 2,296 t
eDC = 0,000 m
MDC = 0,000 tm

4.3.1.2 CARGA VIVA

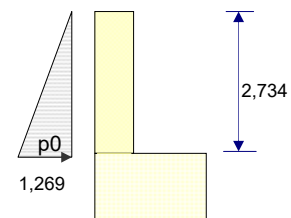
RLL = 2,186 t Carga viva en 1,0 m de pantalla
eLL = 0,175 m
MLL = 0,383 tm

4.3.1.3 FUERZA DE FRENADO

RLL = 2,186 t
BR = 0,547 t
hBR = 4,564 m
MBR = 2,494 tm

4.3.1.4 PRESIÓN DE TIERRAS

γ_r = 1,900 t/m³ Peso específico del suelo de relleno
ka = 0,244 Coeficiente de empuje activo
h = 2,734 m Altura promedio para presión de tierras
a = 1,000 m Ancho de presión de tierras
p0 = 1,269 t/m² Presión máxima sin sobrecarga
EH = 1,735 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
zEH = 0,911 m Ubicación empuje de tierras
MEH = 1,581 tm Momento por presión de tierras sin sobrecarga



4.3.1.5 SOBRECARGA VIVA

heq = 0,914 m Altura de sobrecarga.
p1 = 0,424 t/m² Presión horizontal por sobrecarga
ELS = 1,160 t Empuje de tierras por sobrecarga viva
zLS = 1,367 m Ubicación de empuje desde eje
MLSh = 1,586 tm Momento por LS horizontal en el ycg de pantalla

4.3.1.6 SISMO

Pantalla

$$k_h = 0,5 k_{ho}$$

$$k_{ho} = 0,500$$

$$k_h = 0,250$$

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	2,296	1,367	3,138
Σ	2,296		3,138

$$EQ_{pant} = 0,250 \times 2,30 = 0,574 \text{ t}$$

$$z_{pant} = 1,367 \text{ m} \quad \text{Centro de gravedad de pantalla}$$

$$MEQ_{pant} = 0,785 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico por peso propio de pantalla}$$

Relleno

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	25,189	1,367	34,427
Σ	25,189		34,427

$$EQ_{earth} = 0,250 \times 25,19 = 6,297 \text{ t}$$

$$z_{earth} = 1,367 \text{ m} \quad \text{Centro de gravedad del relleno trasero}$$

$$MEQ_{earth} = 8,607 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico provocado por el relleno en el cuerpo}$$

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$$

$$P_{IR} = 6,871 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica de peso propio y relleno}$$

Presión lateral del suelo

Método de Mononobe - Okabe

$$K_{AE} = 0,431$$

$$P_{AE} = 3,063 \text{ t}$$

$$\Delta P_{AE} = 1,328 \text{ t}$$

$$Z_A = 0,602 \text{ h}$$

$$ME_{AE} = 2,187 \text{ tm}$$

Total:

$$EQ = 8,199 \text{ t}$$

$$MEQ = 11,578 \text{ tm}$$

4.3.2 SOLICITACIONES ÚLTIMAS

4.3.2.1 ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I

TIPO	P	H	M	P _{umax} t	H _{umax} t	M _{umax} tm	P _{umin} t	H _{umin} t	M _{umin} tm
DC	2,296	0,000	0,000	2,296	0,000	0,000	2,296	0,000	0,000
DW	3,346	0,000	0,000	3,346	0,000	0,000	3,346	0,000	0,000
LL	2,186	0,000	0,383	1,093	0,000	0,191	0,000	0,000	0,000
BR	0,000	0,547	2,494	0,000	0,273	1,247	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	1,735	1,581	0,000	1,735	1,581	0,000	1,735	1,581
LS	0,000	1,160	1,586	0,000	0,580	0,793	0,000	0,580	0,793
EQ	0,000	8,199	11,578	0,000	8,199	11,578	0,000	8,199	11,578
Σ =				6,736	10,788	15,390	5,642	10,514	13,952

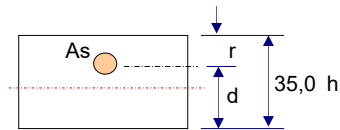
4.3.2.2 ESTADO LIMITE RESISTENCIA I

TIPO	P	H	M	P _{umax} t	H _{umax} t	M _{umax} tm	P _{umin} t	H _{umin} t	M _{umin} tm
DC	2,296	0,000	0,000	2,870	0,000	0,000	2,067	0,000	0,000
DW	3,346	0,000	0,000	5,019	0,000	0,000	2,175	0,000	0,000
LL	2,186	0,000	0,383	3,826	0,000	0,670	3,826	0,000	0,670
BR	0,000	0,547	2,494	0,000	0,957	4,365	0,000	0,957	4,365
EH	0,000	1,735	1,581	0,000	2,602	2,371	0,000	1,561	1,423
LS	0,000	1,160	1,586	0,000	2,030	2,775	0,000	2,030	2,775
EQ	0,000	8,199	11,578	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				11,716	5,589	10,181	8,068	4,548	9,233

4.3.3 DISEÑO

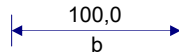
4.3.3.1 DIMENSIONES

b = 100,00 cm
h = 35,00 cm



4.3.3.2 ARMADURA

f_c = 280 kg/cm²
 F_y = 4.200 kg/cm²
b = 100,00 cm
h = 35,00 cm
r = 5,60 cm
d = 29,40 cm



Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

Mu mín1 = 1,33 Mu

Mu mín2 = 1,072 fr Ig/ yt = Mcr = 7,32 tm

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
15,39	7,325	6,73	14,48	14,48

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 Cara en contacto suelo

4.3.3.3 DUCTILIDAD

Ascol = 15,71 cm² Bien Armadura colocada
 β_l = 0,85
d = 29,4 cm Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c = 3,261 cm Altura bloque de compresión
 ϵ_t = 0,0240 > 0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

4.3.3.4 ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

As = 2,33 cm²/m Por cara, en cada dirección
Asfinal = 2,33 cm²/m
Usar: 1 ϕ 16 mm a 0,20 Cara exterior
1 ϕ 12 mm a 0,20 Armadura horizontal/cara

4.3.3.5 CORTE

Vu = 10,788 t valor de

Vr = ϕV_n Cortante resistente

ϕ = 0,9

Vc = 0,530 $\sqrt{f_c} b_v d_v$

bv = 100,0 cm

dv = 26,460 cm

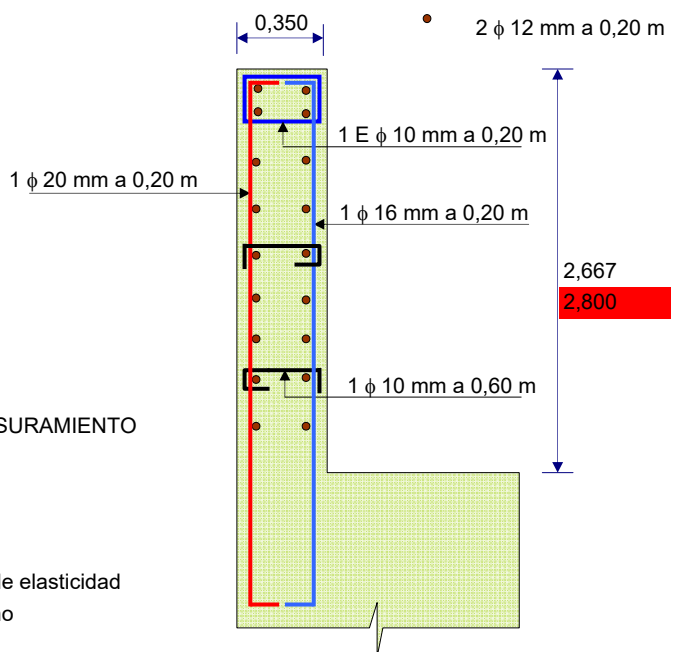
Vc = 23,462 t

Vs=Vp= 0,0 t

Vn1 = 23,462 t

Vn2 = 185,220 t

Vr = 21,116 t Bien



4.3.3.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: CONTROL FISURAMIENTO

γ_e = 0,75 Condición de exposición.

PANTALLA SUPERIOR

n = 10,00 Relación de módulos de elasticidad
b = 100,00 cm Ancho de faja de diseño
dc = 5,6 cm Recubrimiento
h = 35,0 cm Altura total del elemento
 β_s = 1,272

TIPO	M tm	Mu tm
LL	0,383	0,383
BR	2,494	2,494
EH	1,581	1,581
EV	0,000	0,000
LS	1,586	1,586
EQ	11,578	0,000
Σ	=	6,044

M	=	6,044 tm	Servicio I
As	=	15,71 cm ²	Armadura colocada
d	=	29,40 cm ²	Altura efectiva en flexión
y	=	8,17 cm ²	Ubicación eje neutro
Itranf	=	88.976 cm ⁴	Inercia de la sección transformada
fs	=	1.442,2 kg/cm ²	Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.
smáx	=	39,68 cm	Separación máxima
Svar	=	20,00 mm	Separación entre varillas Bien

4.4 PANTALLA LATERAL

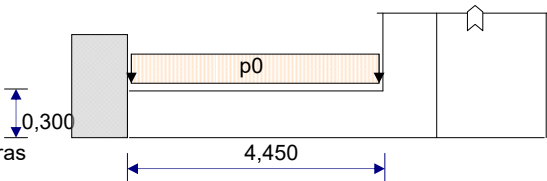
4.4.1 CARGAS Y SOLICITACIONES

Consideramos solo el estado de Resistencia I, para flexión y corte

a = 1,000 m Ancho de diseño de pantalla

4.4.1.1 PRESIÓN DE TIERRAS

L	=	4,450 m	Longitud de diseño pantalla
γ_r	=	1,900 t/m ³	Peso específico suelo de relleno
ka	=	0,244	Coefficiente de empuje activo
h	=	8,617 m	Altura máxima de presión de tierras
a	=	1,000 m	Ancho de presión de tierras
p0	=	4,002 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
VEH	=	8,903 t	Corte por presión de tierras
MEH	=	7,924 tm	Momento presión de tierras



4.4.1.2 SOBRECARGA VIVA

heq	=	0,610 m	Altura de sobrecarga.
p1	=	0,283 t/m ²	Presión horizontal por sobrecarga
VEH	=	0,630 t	Corte por sobrecarga
MLSh	=	0,561 tm	Momento por LS

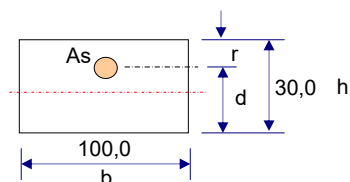
4.4.2 ESTADO LIMITE RESISTENCIA I

TIPO	H t	M tm	Humax t	Mumax tm
EH	8,903	7,924	13,355	11,886
EV	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,630	0,561	1,103	0,982
Σ	=		14,458	12,868

4.4.3 DISEÑO

4.4.3.1 DIMENSIONES

b	=	100,00 cm
h	=	30,00 cm



4.4.3.2 ARMADURA

fc	=	280 kg/cm ²
Fy	=	4.200 kg/cm ²
b	=	100,00 cm
h	=	30,00 cm
r	=	5,00 cm
de	=	25,00 cm

Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Mu mín1} &= 1,33 \text{ Mu} \\ \text{Mu mín2} &= 1,072 \text{ fr Ig/ yt} = \text{Mcr} = 5,381 \text{ tm} \end{aligned}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
12,87	5,381	5,81	14,35	14,35

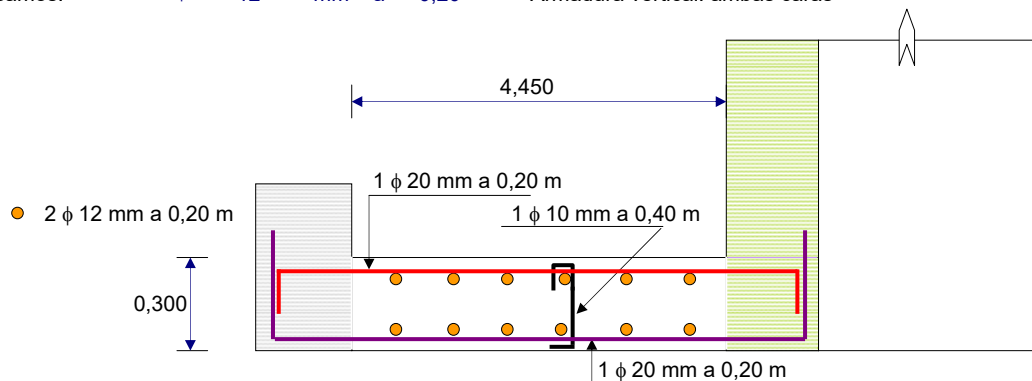
Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 Cara en contacto suelo

4.4.3.3 DUCTILIDAD

Ascol = 15,71 cm² Bien Armadura colocada
 β_1 = 0,85
d = 25,0 cm Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c = 3,261 cm Altura bloque de compresión
 ϵ_t = 0,0200 > 0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

4.4.3.4 ARMADURA POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

As = 2,08 cm²/m Por cara, en cada dirección
Asfinal = 2,33 cm²/m
Usamos: 1 ϕ 12 mm a 0,20 Armadura vertical: ambas caras



4.4.3.5 CORTE

Vu = 14,458 t
Vr = ϕV_n Cortante resistente
 ϕ = 0,9
Vc = 0,530 $\sqrt{f'_c} b_v d_v$
bv = 100,00 cm
dv = 22,50 cm
Vc = 19,951 t
Vs=Vp= 0,0 t
Vn1 = 19,951 t
Vn2 = 157,500 t
Vr = 17,956 t Bien

4.4.3.6 CONTROL DEL FISURAMIENTO: ESTADO LIMITE DE SERVICIO

γ_e = 0,75 Condición de exposición.
n = 10,00 Relación de módulos de elasticidad
bv = 100,00 cm Ancho de faja de diseño
dc = 5,0 cm Recubrimiento
h = 30,0 cm Altura total del elemento
 β_s = 1,286

TIPO	M
EH	7,924
EV	0,000
LS	0,561
Σ	8,485

M = 8,485 tm Servicio I
As = 15,71 cm² Armadura colocada
d = 25,00 cm Altura efectiva en flexión

y	=	7,43 cm ²	Ubicación eje neutro
I _{tranf}	=	62.164 cm ⁴	Inercia de la sección transformada
f _s	=	2.398,3 kg/cm ²	
s _{máx}	=	20,27 cm	Separación máxima
S _{var}	=	20,0 cm	Separación entre varillas Bien

4.5 TRABA SÍSMICA

4.5.1 MATERIALES

f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4200 kg/cm ²

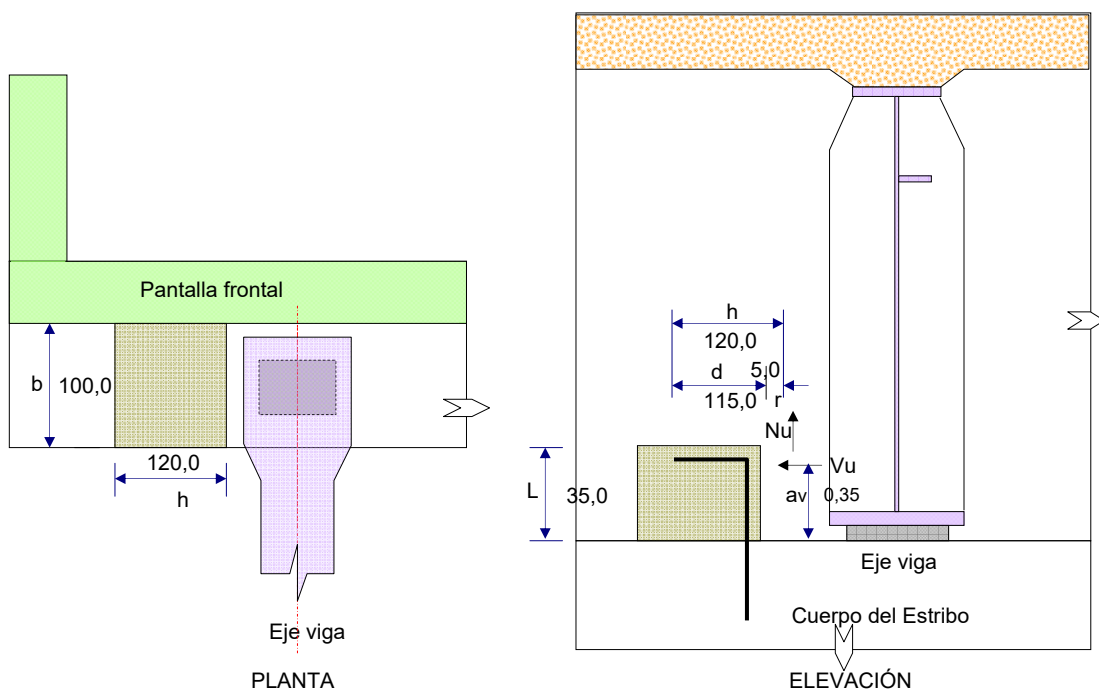
4.5.2 GEOMETRÍA

L	=	35,00 cm	Altura de la traba
a	=	0,35 cm	Ubicación carga en altura
b	=	100,00 cm	Ancho de traba
h	=	120,00 cm	Longitud de traba
r	=	5,00 cm	Recubrimiento
d	=	115,00 cm	Altura efectiva
A _{cv}	=	11.500,00 cm ²	Area de concreto
a/d	=	0,00 OK	a/d < 1

4.5.3 CARGAS

RDC	=	258,20 t	Reacción carga muerta por estribo
RDW	=	39,68 t	Reacción cargas posteriores por estribo
As	=	0,500	Aceleración sísmica
EQ	=	148,94 t	Fuerza sísmica lateral (As RDC)
γ _{EQ}	=	1,00	Factor de mayoración de carga
Vu	=	148,94 t	Carga última sísmica
Nu	=	0,00 t	Fuerza última vertical (hacia arriba)
Numín	=	29,79 t	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I



4.5.4 DISEÑO

4.5.4.1 CORTE FRICCIÓN

A _{vf}	=	V _n /F _y μ λ	La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción
V _n	=	V _u / φ	Acero por corte-fricción
φ	=	0,9	Carga exterior factorizada

$$\begin{aligned}\lambda &= 1,000 \\ \mu &= 1,0 \lambda = 1,00 \\ V_n \max 1 &= 0,2 f_c A_{cv} \\ V_n \max 2 &= 56 A_{cv} \\ V_n &= 165.486 \text{ kg} = 165,49 \text{ t} \quad \text{Exterior} \\ V_n \max 1 &= 644.000 \text{ kg} = 644,00 \text{ t} \\ V_n \max 2 &= 644.000 \text{ kg} = 644,00 \text{ t} \\ V_n \max &= 644,00 \text{ t} \quad \text{Usar el menor} \quad \text{Interior} \\ V_n &< V_n \max \quad \text{OK: Sección suficiente} \\ A_{vf} &= 39,40 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

4.5.4.2 FUERZA HORIZONTAL

$$\begin{aligned}N_u &= 29.787,50 \text{ kg} \\ \phi &= 0,90 \\ A_n &= N_u / \phi F_y \\ A_n &= 7,88 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

4.5.4.3 FLEXIÓN

$$\begin{aligned}M_u &= V_u a = 0,52 \text{ tm} \\ M_n &= N_u(h - d) = 1,49 \text{ tm} \\ A_f &= [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d \\ j d &= 0,85 d = 97,75 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \\ A_f &= 0,54 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

4.5.4.4 ARMADURA PRINCIPAL

$$\begin{aligned}\text{A} \quad A_s &= 2/3 A_{vf} + A_n = 34,15 \text{ cm}^2 \\ \text{B} \quad A_s &= A_f + A_n = 8,42 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_s &= 34,15 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

4.5.4.5 ARMADURA LATERAL

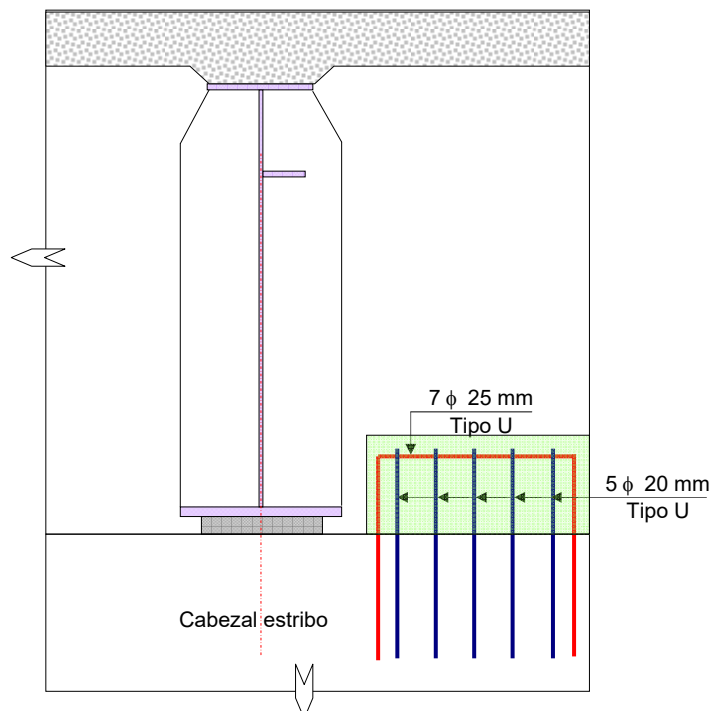
$$\begin{aligned}\text{A} \quad A_h &= 1/3 A_{vf} = 11,38 \text{ cm}^2 \\ \text{B} \quad A_h &= 1/2 A_f = 0,27 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_h &= 11,38 \text{ cm}^2 \quad \text{Colocar como estribos en los } 2/3 d, \text{ medido la cara en contacto con la viga}\end{aligned}$$

4.5.4.6 ARMADURAS MÍNIMAS

$$\begin{aligned}A_{s\min} &= 0,04 f_c b d / F_y \\ A_{s\min} &= 30,67 \text{ cm}^2 \\ A_{h\min} &= 0,5(A_s - A_n) \\ A_{h\min} &= 13,13 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

4.5.4.7 ARMADO

$$\begin{aligned}\text{Armatura principal} &7 \phi 25 \text{ mm} \\ \text{Armatura lateral} &5 \phi 20 \text{ mm}\end{aligned}$$



4.6 DISEÑO DEL TABLERO DEL ESTRIBO

4.6.1 DATOS

Sobrecarga: HL - 93

$S = L_c = 4,825$ m Luz de cálculo

$b = 1,00$ m Ancho de diseño

$At = 13,30$ m Ancho total del puente

4.6.2 ESPESOR DEL TABLERO

$t \geq 1,2 (0,10 + S/30)$

$t \geq 0,313$ m

$t = 0,400$ m Adoptado

4.6.3 CARGAS Y SOLICITACIONES

4.6.3.1 CARGA MUERTA:

Carga muerta del tablero

$w_t = 0,960$ t/m

Carga de acabados:

Protecciones

$w_p = 3,594$ t/m

Acera

$w_a = 0,950$ t/m

Capa rodadura

$w_{cr} = 1,287$ t/m

De acuerdo al Art. 3.23.2.3.1.1, podemos repartir esta carga proporcionalmente al ancho del tablero.

$w_{DC}/m = 0,342$ t/m

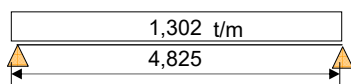
$w_{DW}/m = 0,097$ t/m

Carga muerta total:

$w_{DC} = 1,302$ t/m

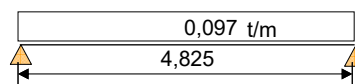
Carga de capa de rodadura :

$w_{DW} = 0,097$ t/m



$M_{DCmáx} = 3,788$ tm/ m

$V_{DCmáx} = 3,140$ t



$M_{DWmáx} = 0,282$ tm/ m

$V_{DWmáx} = 0,233$ t

4.6.3.2 CARGA VIVA LL:

Ancho Equivalente

$E_1 = 250 + 0,42 \sqrt{L_1 W_1}$ (mm)

L_1, W_1 (mm)

Un carril cargado

$E_2 = 2100 + 0,12 \sqrt{L_1 W_1} \leq W / NL$ (mm)

L_1, W_1 (mm)

Dos o más carriles cargados

$W_c = 11,700$ m Ancho de calzada

$W_1 = 9,000$ m Para un carril cargado

$W_1 = 11,700$ m Para dos o más carriles cargados

$L_1 = 4,825$ m Luz de cálculo

$W = 13,300$ m Ancho total

$NL = 2$

$W/NL = 6,650$ m

$E_1 = 3,017,7$ mm < W/NL ó $9.000,0$ mm

$E_1 = 3,018$ m

$E_2 = 3,001,6$ mm < W/NL ó $18.000,0$ mm

$E_2 = 3,002$ m

$IM = 1,33$

Tandem

$P_t = 5,669$ t

$M_{LLt} = 20,437$ tm/Vía

$V_{LLt} = 19,809$ t/Vía

Escogemos el mayor y aplicamos IM

$M_{LL} + IM = 27,181$ tm/Vía

Camión:

$P_c = 7,270$ t

$M_{LLc} = 17,539$ tm/Vía

$V_{LLc} = 14,540$ t/Vía

$V_{LL} + IM = 26,346$ t/Vía

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 31

Carga de carril

$$wLL = 0,952 \text{ t/m}$$

$$MLLw = 2,770 \text{ tm/Vía}$$

$$VLLw = 2,2967 \text{ t/Vía}$$

Para un carril cargado

$$m = 1,2$$

$$E = 3,018 \text{ m}$$

$$MLL + IM = 11,910 \text{ tm / m}$$

$$VLL + IM = 11,390 \text{ t / m}$$

Para dos carriles cargados

$$m = 1$$

$$E = 3,002 \text{ m}$$

$$MLL + IM = 9,978 \text{ tm / m}$$

$$VLL + IM = 9,542 \text{ t / m}$$

Las solicitaciones para un metro de ancho de tablero son:

$$\eta = 1,000$$

$$MDC = 3,788 \text{ tm}$$

$$VDC = 3,140 \text{ t}$$

$$MDW = 0,282 \text{ tm}$$

$$VDW = 0,233 \text{ t}$$

$$MLL + IM = 11,910 \text{ tm}$$

$$VLL + IM = 11,390 \text{ t}$$

$$Mu = 26,000 \text{ tm}$$

RESISTENCIA I

$$Vu = 24,208 \text{ t}$$

4.6.4 ARMADURAS

Armadura por Flexión:

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

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 40,00 \text{ cm}$$

$$r = 3,00 \text{ cm}$$

$$d = 37,00 \text{ cm}$$

Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

$$Mu_{mín1} = 1,33 Mu$$

$$Mu_{mín2} = 1,072 \text{ fr } Ig/yt = Mcr = 9,49 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
26,00	34,580	26,39	19,50	26,39

Usamos: 1 db 20 mm a 0,100 Ascol = 31,42 cm²

Bien

Armadura de Distribución

$$\%Asd = 55/\sqrt{S} \leq 50,0$$

$$\%Asd = 25,04$$

$$Asd = \% As(+)$$

$$Asd = 6,61 \text{ cm}^2$$

Usar: 1 db 16 mm a 0,200 Ascol = 10,05 cm²

Bien

Armadura de Contracción y Temperatura

$$As = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ Por cara, en cada dirección}$$

$$Asfinal = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar: 1 db 16 mm a 0,200 Ascol = 10,05 cm²

Bien

En la parte superior del tablero, en ambas direcciones.

Corte

$$Vu = 24,208 \text{ t}$$

$$Vu \leq \phi Vn \text{ Cortante resistente}$$

$$\phi = 0,9$$

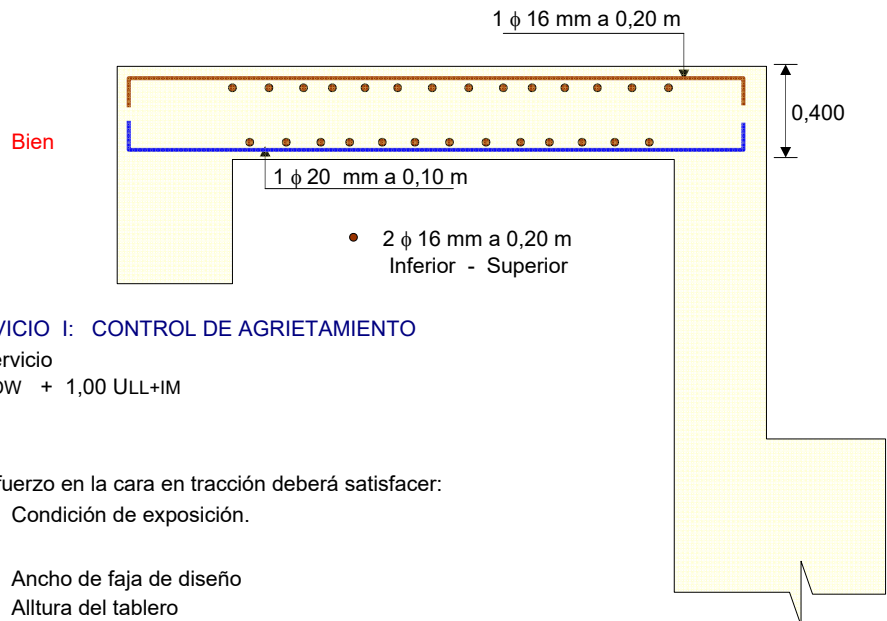
$$bv = 100,00 \text{ cm}$$

$$dv = 33,30 \text{ cm}$$

$$Vc = 0,530 \sqrt{f_c} bv dv$$

$$Vc = 29,527 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_p = 0,0 \text{ t} \\ V_n &= 29,53 \text{ t} \\ \phi V_n &= 26,57 \text{ t} \end{aligned}$$



4.6.5 ESTADO LIMITE DE SERVICIO I: CONTROL DE AGRIETAMIENTO

Combinación Estado límite de servicio

$$U = 1,00UDC + 1,00UDW + 1,00 ULL+IM$$

$$M = 15,980 \text{ cm}^2$$

$$Ascol = 31,416 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento del acero de refuerzo en la cara en tracción deberá satisfacer:

$$\gamma_e = 0,75 \quad \text{Condición de exposición.}$$

$$n = 10,0$$

$$b = 100,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho de faja de diseño}$$

$$h = 40,0 \text{ cm} \quad \text{Altura del tablero}$$

$$dc = 4,0 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento}$$

$$d = 36,000 \text{ cm}$$

Obtención de f_s por teoría elástica

$$j = 0,867$$

$$f_s = \frac{M}{As j d} = 1.630,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_s = 1,159$$

$$S_{\max} = 41,41 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima}$$

$$S_{var} = 10,00 \text{ cm} \quad \text{Separación entre varillas} \quad \text{Bien}$$

4.7 DISEÑO DEL PÓRTICO

4.7.1 DATOS:

Sobrecarga: HL - 93

$$L_c = 6,300 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo/Cada tramo}$$

$$b = 0,400 \text{ m} \quad \text{Ancho de viga}$$

$$h = 1,100 \text{ m} \quad \text{Altura de viga}$$

4.7.2 CARGAS Y SOLICITACIONES

4.7.2.1 CARGA MUERTA:

Carga muerta del tablero

$$w_t = 2,136 \text{ t/m}$$

Peso propio de la viga

$$w_{pp} = 1,056 \text{ t/m}$$

$$w_{DC} = 3,192$$

Carga de Capa de rodadura:

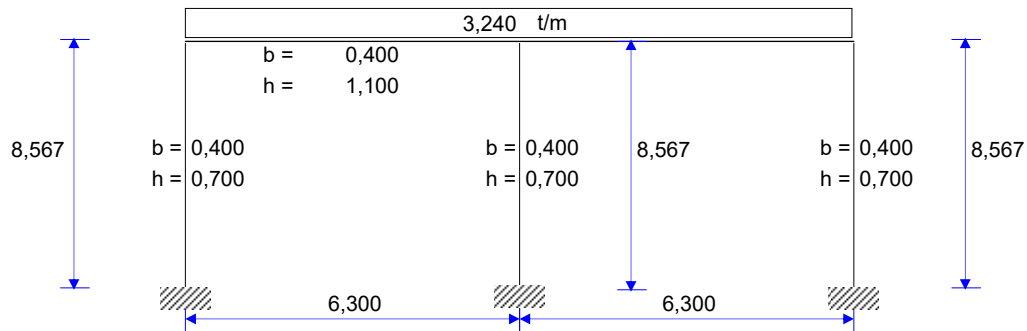
$$w_{DW} = 0,048 \text{ t/m}$$

Carga muerta y de capa de rodadura:

$$w_{DC+DW} = 3,240 \text{ t/m}$$

$$\gamma_{DC+DW} = 1,254 \quad \text{Factor de carga para DC+DW}$$

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y CARGAS

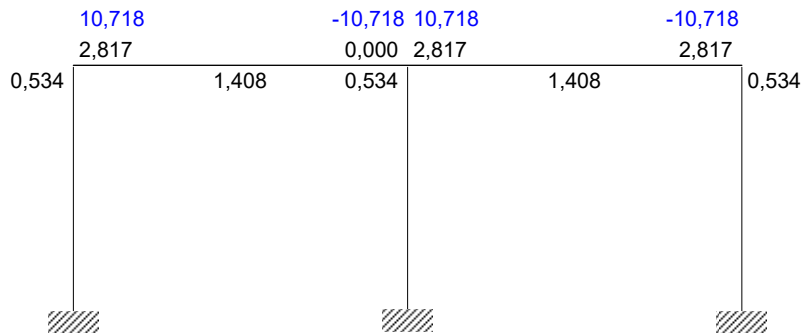


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$k = \frac{4EI}{L}$$

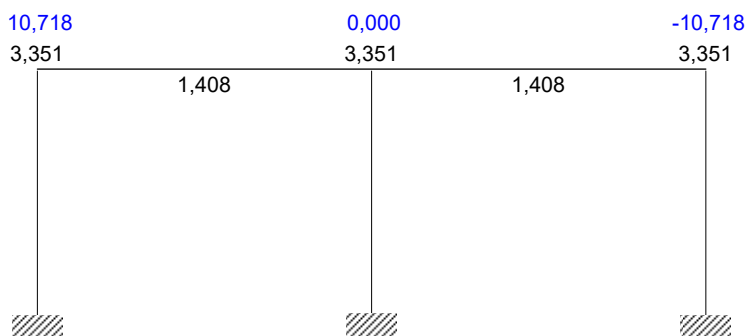
$$a = \frac{k}{2}$$

$$E = 100$$



MF	M'F
$\frac{wL^2}{12}$	$-\frac{wL^2}{12}$

SUMATORIA DE RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS NUDOS



PLANTEAMIENTO DE ECUACIONES OBTENCIÓN DE GIROS

$$f_1(x) = 3,35 \theta_1 + 1,41 \theta_2 + 0,00 \theta_3 = -10,718$$

$$f_2(x) = 1,41 \theta_1 + 3,35 \theta_2 + 1,41 \theta_3 = 0,000$$

$$f_3(x) = 0,00 \theta_1 + 1,41 \theta_2 + 3,35 \theta_3 = 10,718$$

$$[R] [\theta] = [-m]$$

$$R = \begin{bmatrix} 3,35 & 1,41 & 0,00 \\ 1,41 & 3,35 & 1,41 \\ 0,00 & 1,41 & 3,35 \end{bmatrix} \begin{matrix} 15 \\ 16 \\ 17 \end{matrix}$$

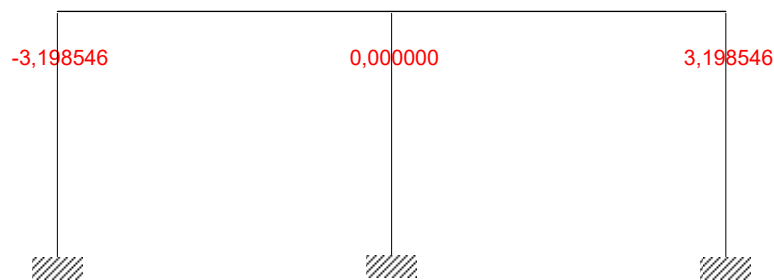
$$-m = \begin{bmatrix} -10,718 \\ 0,000 \\ 10,718 \end{bmatrix}$$

$$R^{-1} = \begin{bmatrix} 0,3800 & -0,1940 & 0,0815 \\ -0,1940 & 0,4615 & -0,1940 \\ 0,0815 & -0,1940 & 0,3800 \end{bmatrix} \quad \{=MINVERSA(C15:E17)\}$$

$$R^{-1} \times -m = \begin{bmatrix} 0,3800 & -0,1940 & 0,0815 \\ -0,1940 & 0,4615 & -0,1940 \\ 0,0815 & -0,1940 & 0,3800 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -10,718 \\ 0,000 \\ 10,718 \end{bmatrix}$$

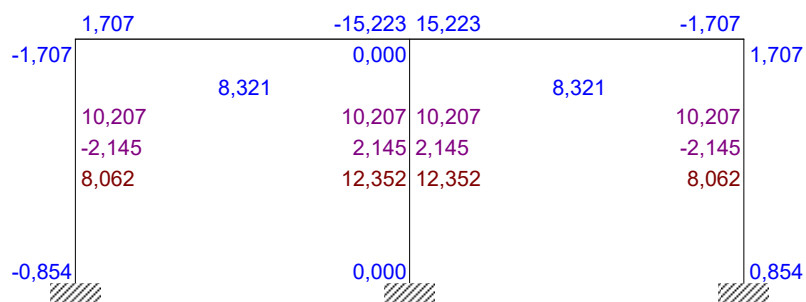
$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3,198546 \\ 0,000000 \\ 3,198546 \end{bmatrix}$$

GIROS EN LOS NUDOS



MOMENTOS FINALES DE CARGA MUERTA

$$\begin{aligned} M &= MF + k\theta + a\theta' \\ M' &= M'F + k\theta + a\theta' \end{aligned} \quad \text{Ecuaciones de Maney}$$



4.7.2.2 CARGA VIVA:

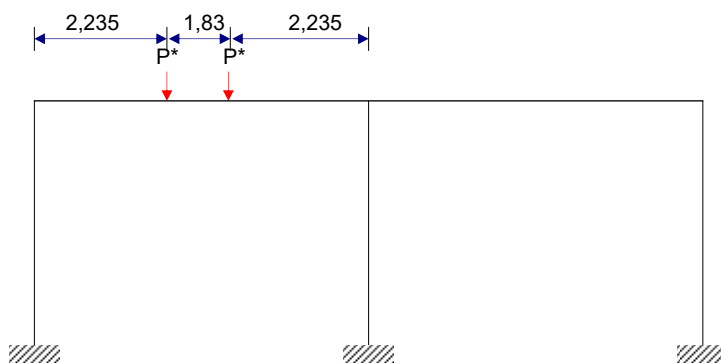
ESQUEMA ESTRUCTURAL Y CARGAS

$$P_c = 7,270 \text{ t}$$

$$P_{c+IM} = 9,669 \text{ t} = P^*$$

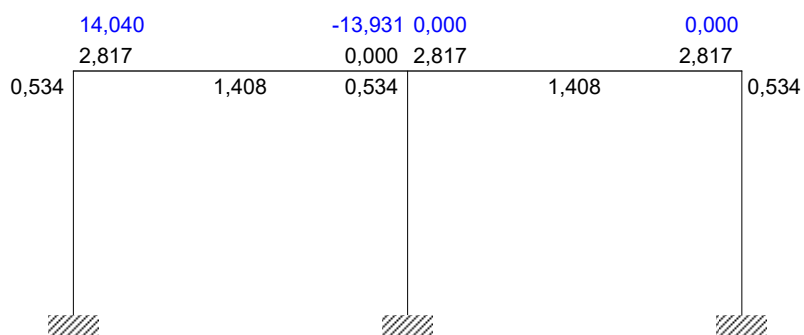
POSICIÓN 1

CARGAS

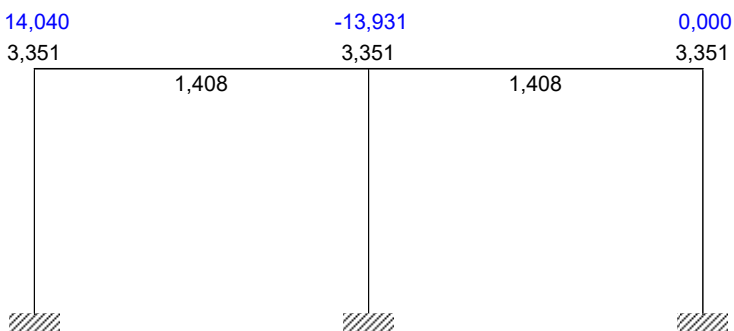


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

MF	M'F	P	a	b	Tramo 1		Tramo 2	
					MF	M'F	MF	M'F
$\frac{Pab^2}{L^2}$	$-\frac{Pa^2b}{L^2}$	9,669	2,235	4,065	8,997	-4,947		
		9,669	4,035	2,265	5,043	-8,984		
		9,669	0,000	0,000			0,000	0,000
		9,669	0,000	0,000			0,000	0,000
					14,040	-13,931	0,000	0,000



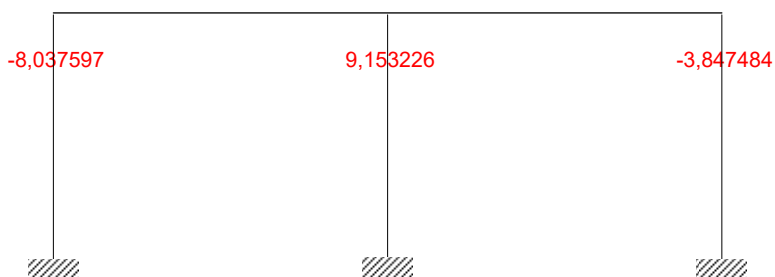
SUMATORIA DE RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



OBTENCIÓN DE GIROS

$$R^{-1}x - m = \begin{bmatrix} 0,3800 & -0,1940 & 0,0815 \\ -0,1940 & 0,4615 & -0,1940 \\ 0,0815 & -0,1940 & 0,3800 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14,040 \\ 13,931 \\ 0,000 \end{bmatrix}$$

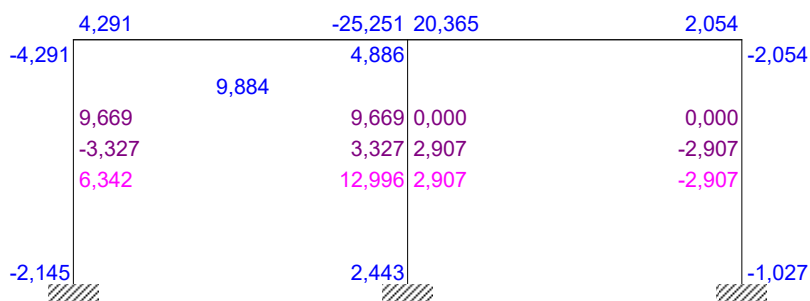
$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -8,03760 \\ 9,153226 \\ -3,847484 \end{bmatrix}$$



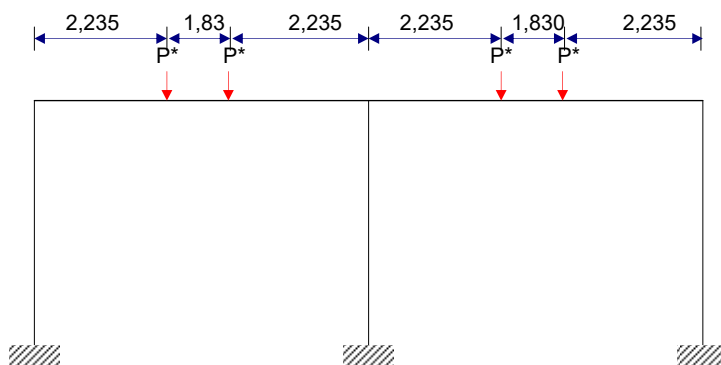
MOMENTOS FINALES DE CARGA VIVA POS. 1

$$M = MF + k\theta + a\theta' \quad \text{Ecuaciones de Maney}$$

$$M' = M'F + k\theta + a\theta'$$

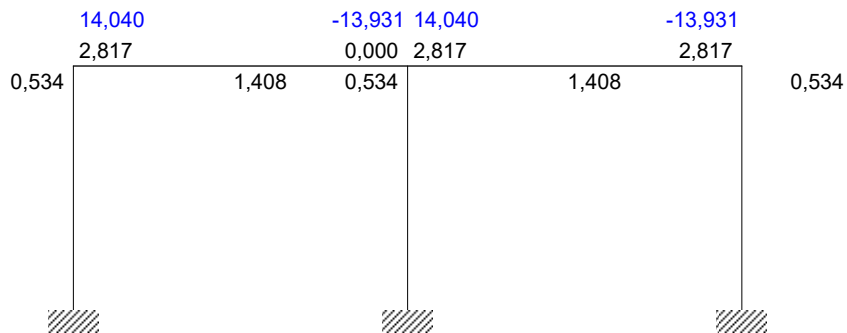


POSICIÓN 2 CARGAS

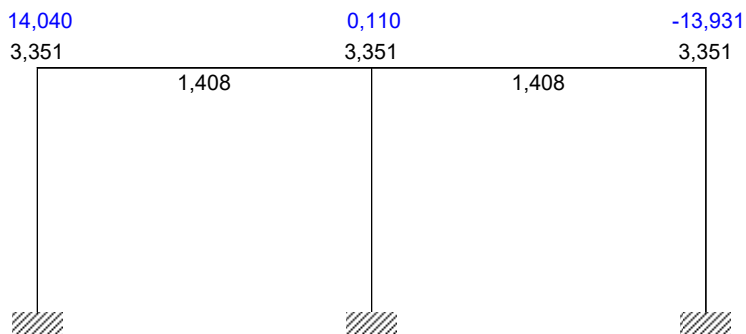


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

MF	M'F	P	a	b	Tramo 1		Tramo 2	
					MF	M'F	MF	M'F
$\frac{Pab^2}{L^2}$	$-\frac{Pa^2b}{L^2}$	9,669	2,235	4,065	8,997	-4,947		
		9,669	4,035	2,265	5,043	-8,984		
		9,669	2,235	4,065			8,997	-4,947
		9,669	4,035	2,265			5,043	-8,984
					14,040	-13,931	14,040	-13,931



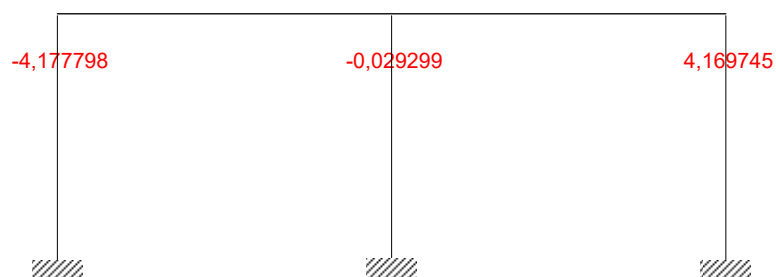
SUMATORIA DE RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



OBTENCIÓN DE GIROS

$$R^{-1} \times -m = \begin{bmatrix} 0,3800 & -0,1940 & 0,0815 \\ -0,1940 & 0,4615 & -0,1940 \\ 0,0815 & -0,1940 & 0,3800 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14,040 \\ -0,110 \\ 13,931 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4,177798 \\ -0,029299 \\ 4,169745 \end{bmatrix}$$

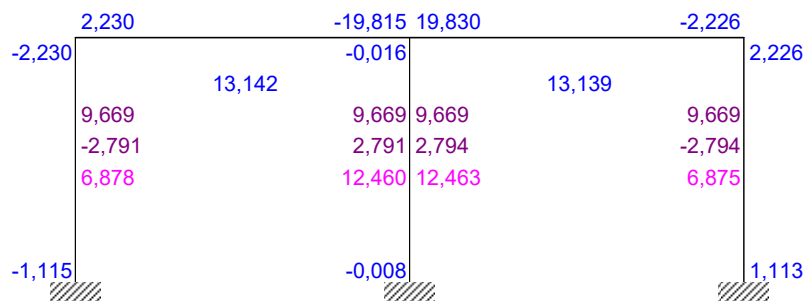


MOMENTOS FINALES DE CARGA VIVA POS. 2

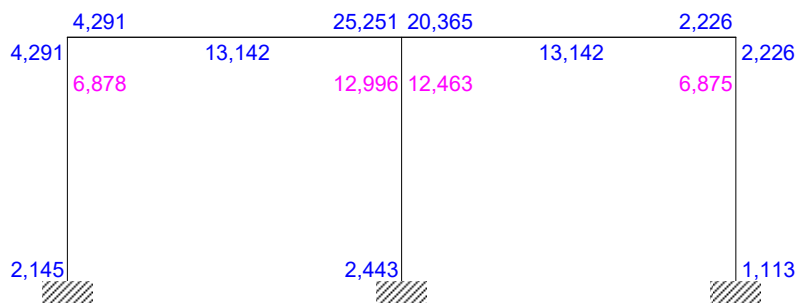
$$M = M_F + k\theta + a\theta'$$

$$M' = M'_F + k\theta + a\theta'$$

Ecuaciones de Maney



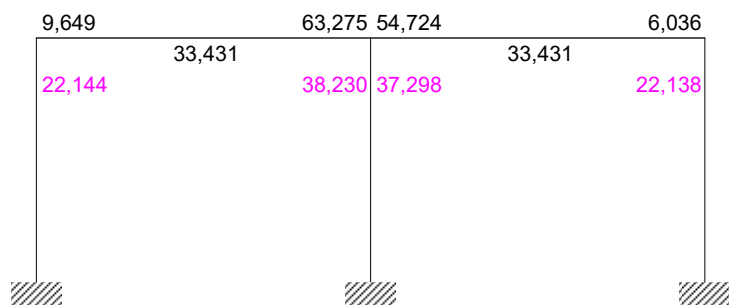
SOLICITACIONES MÁXIMAS ENTRE POS1 Y POS 2



4.7.3 MOMENTOS Y CORTES ULTIMOS

$$U_u = \eta (1,25UDC + 1,50UDW + 1,75 ULL+IM)$$

$$\eta = 1,000$$



4.7.4 DISEÑO DE LA VIGA

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 40,00 \text{ cm}$
 $h = 110,00 \text{ cm}$
 $r = 5,00 \text{ cm}$
 $d = 105,00 \text{ cm}$
 $\phi = 0,90$

Asmín: El armadura mínima se establece en función del menor momento de los dados a continuación:

$Mu_{\min 1} = 1,33 Mu$
 $Mu_{\min 2} = 1,072 \text{ fr } I_g / y_t = M_{cr} = 28,94 \text{ tm}$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
9,649	12,834	3,26	2,44	3,26
63,275	28,940	7,41	16,52	16,52
33,431	28,940	7,41	8,58	8,58

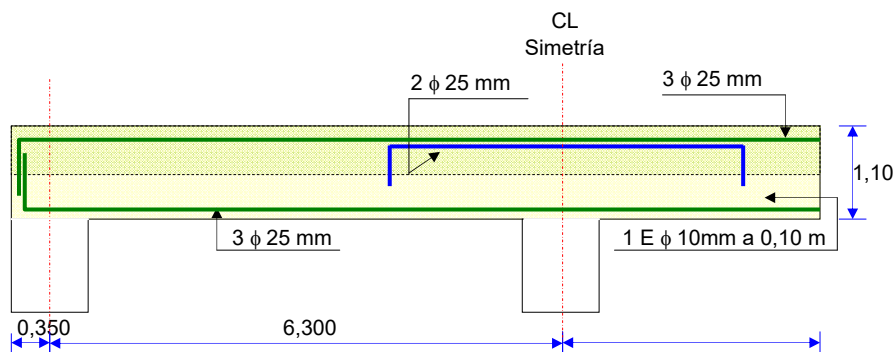
Usamos:

3 db 25 mm Ascol = 14,73 cm²
5 db 25 mm Ascol = 24,54 cm²
3 db 25 mm Ascol = 14,73 cm²

Armadura sobre apoyos extremos
Armadura sobre apoyos extremos
Armadura sobre apoyo central
Armadura inferior

Corte

$V_u = 38,23 \text{ t}$
 $\phi = 0,90$
 $d_v = 94,5 \text{ cm}$
 $v_u = 11,24 \text{ kg/cm}^2$ $v_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$
 $S = A_v F_y / (v_u - v_c) b$
 $A_v = 1,57 \text{ cm}^2$ $E \phi 10 \text{ mm}$
 $S = 69,59 \text{ cm}$
Colocar: 1 E $\phi 10 \text{ mm}$ a 0,10 m



4.7.5 DISEÑO DE LA COLUMNA

El diseño de las columnas lo haremos a flexocompresión.

Columna central

PDC+DW = 24,705 t
PLL+IM = 24,924 t
PDCpp = 5,387 t
MDC+DW = 0,000 tm
MLL+IM = 0,016 tm

Columna exterior

PDC+DW = 8,062 t
PLL+IM = 6,878 t
PDCpp = 5,387 t
MDC+DW = 1,707 tm
MLL+IM = 2,230 tm

RESISTENCIA I

$P_u = 81,344 \text{ t}$
 $M_u = 0,034 \text{ tm}$
 $e = 0,000 \text{ m}$
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

RESISTENCIA I

$P_u = 28,898 \text{ t}$
 $M_u = 7,034 \text{ tm}$
 $e = 0,243 \text{ m}$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 INFRAESTRUCTURA: ESTRIBOS INICIAL ABS. 7+245,000

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

Hoja: 40

b = 40,00 cm
 h = 70,00 cm
 r = 7,00 cm
 d = 63,00 cm

Armadura:

Ag = 2.800,00 cm² Area de la columna.- concreto
 Asmín = 28,00 cm² 1% de Ag.- como columna

Flexión:

Mu = 7,034 tm
 Ascal = 2,98 cm²

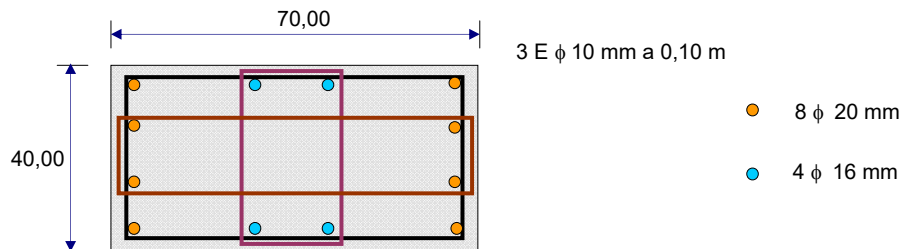
Usamos: 4 ϕ 20 mm As = 12,57 cm² En la caras exteriores

Armado total de columna:

Usamos: 8 ϕ 20 mm As = 25,13 cm²
 4 ϕ 16 mm As = 8,04 cm²
 Ast = 33,18 cm²

Flexocompresión:

Armado de la columna.- lo hacemos según lo indicado



A1 = 7,00 4 ϕ 20 mm As = 12,57 cm²
 A2, A3 = 2 ϕ 16 mm As = 4,02 cm²
 A4 = 4 ϕ 20 mm As = 12,57 cm²

Resultados

Columna central

e = 0,140 m e = 0,243 m
 Pr = 420,276 t Pr = 278,315 t
 Mr = 58,664 tm Mr = 73,514 tm
 FS = $\frac{420,276}{81,344} = 5,17$ FS = $\frac{278,315}{28,898} = 9,63$

Ing. Marco Apunte Ordóñez
CONSULTOR

ELABORADO POR	REVISADO POR	APROBADO POR
Ing. Juan Vinueza Moreno	Ing. Ana Torres Bermeo	Ing. Jorge Pazmiño Tituven
TECNICO ESTRUCTURAL DE LA CONSULTORA	SUPERVISORA DE LA PREFECTURA	DIRECTOR DE ESTUDIOS ADMINISTRADOR