

The drawing consists of two main views: a top view (plan) and a side view (elevation).

Top View (Plan):

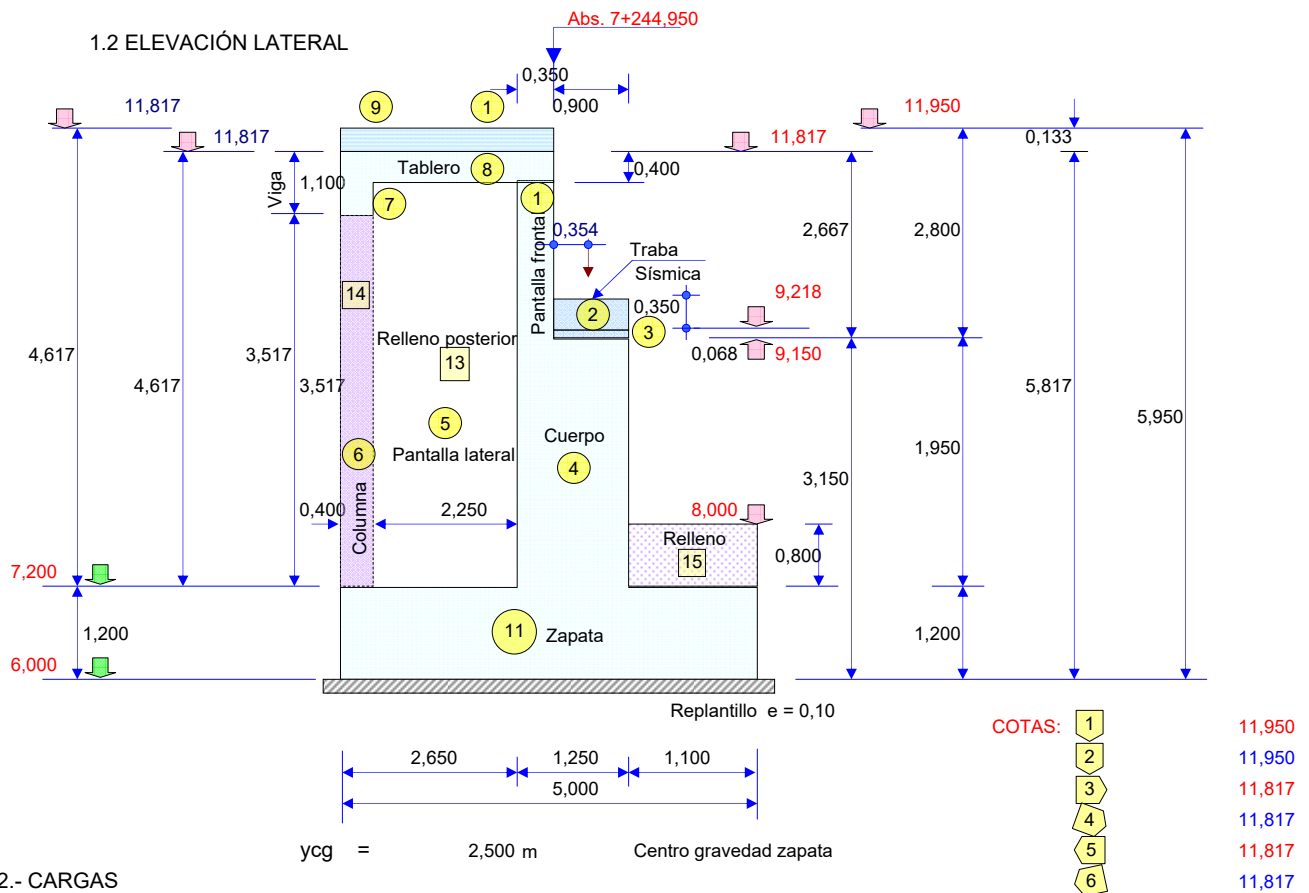
- Dimensions:**
 - Overall width: 13,300
 - Main body width: 6,300
 - Side panel width (e pantalla): 0,300
 - Internal width: 5,600
 - Vertical dimensions: 2,650, 0,350, 0,700, 0,900, 1,100
- Components:**
 - Zapata (Foundation)
 - Losa superior (Top slab)
 - Relleno posterior (Backfill)
 - Pantalla frontal (Front screen)
 - Cuerpo (Body)
 - Eje referencia (Reference axis)
 - Gradeado (Grading)
 - Relleno delantero (Front fill)
 - Traba Sismica (Seismic brace)
- Coordinate System:** x, y

Side View (Elevation):

- Dimensions:**
 - Overall width: 6,650
 - Deck width: 11,817
 - Side panel width (e pantalla): 0,400
 - Vertical dimensions: 2,667, 1,10, 0,350, 1,200, 0,350, 1,950, 3,150, 5,817
- Components:**
 - Tablero (Deck)
 - Viga (Beam)
 - Pantalla frontal (Front screen)
 - Cuerpo (Body)
 - Eje viga (Beam axis)
 - Traba Sismica (Seismic brace)
 - Zapata (Foundation)
 - Replanteo e = 0,10 m (Planing)
- Coordinate System:** x, y, z

Scale Bar: 0.0 to 13.0

1.2 ELEVACIÓN LATERAL



2.- CARGAS

η_D	=	1,000	
η_R	=	1,000	$\eta_{max} = 1,000$ Para uso de γ_{max}
η_I	=	1,000	$\eta_{min} = 1,000$ Para uso de γ_{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	=	1,646 m	Ubicación de carga respecto a o
eDC	=	0,854 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDC	=	220,503 tm	Momento por DC de la superestructura en el xcg zapata
MDCo	=	424,997 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	=	1,646 m	Ubicación de carga respecto a o
eDW	=	0,854 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDW	=	33,882 tm	Momento por DW de la superestructura en el xcg zapata
MDWo	=	65,305 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	=	1,646 m	Ubicación de carga respecto a o
eLL	=	0,854 m	Excentricidad para carga viva superestructura
zLL	=	3,150 m	
MLL	=	92,813 tm	Momento por LL de la superestructura en el xcg zapata
MLLo	=	178,888 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

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuela Moreno

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

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	=	1,646 m	Ubicación de carga vertical respecto a o
eBR1	=	0,854 m	Excentricidad BR
zBR	=	3,184 m	Altura para fuerza frenado desde nivel inferior de zapata
MBR1	=	-1,295 tm	Momento por BR en el xcg zapata por la componente vertical
MBRz	=	52,082 tm	Momento por fuerza horizontal de frenado
MBR	=	50,788 tm	Momento por BR en el ycg zapata por la componente vertical+horizontal
MBRo	=	49,587 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	2,175	66,422	66,422	2,734	0,350	13,300	2,400	1
2	1,814	1,550	2,812	69,234	0,900	0,350	1,200	2,400	2
3	0,999	1,550	1,548	70,782	0,900	0,068	6,800	2,400	1
4	77,805	1,725	134,214	204,996	1,250	1,950	13,300	2,400	1
5	13,663	3,475	47,479	252,475	2,250	0,300	4,217	2,400	2
6	7,090	4,800	34,033	286,508	0,400	0,700	3,517	2,400	3
7	14,894	4,800	71,491	357,999	0,400	1,167	13,300	2,400	1
8	28,728	3,475	99,830	457,829	2,250	0,400	13,300	2,400	1
9	2,851	3,500	9,979	467,808	0,198	1,000	3,000	2,400	2
10	2,074	3,500	7,258	475,065	0,144	1,000	3,000	2,400	2
				475,065					
Σ	180,457			475,065					
11	191,520	2,500	478,800	953,865	5,000	1,200	13,300	2,400	1
Σ	371,977			953,865					

PDC = 371,977 t

Vh est. = 154,126 m³

xDC = 2,564 m

Ubicación de carga respecto a o

eDC = -0,064 m

Excentricidad para carga muerta infraestructura

MDC = -23,923 tm

Momento por DC del estribo en el xcg zapata

MDCo = 953,865 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	3,861	3,500	13,514	13,514	11,700	0,050	3,000	2,200	1
Σ	3,861			13,514					

PDW = 3,861 t

xDW = 3,500 m

eDW = -1,000 m

MDW = -3,861 tm

MDWo = 13,514 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	228,951	3,475	795,606	795,606	2,250	4,217	12,700	1,900	1
14	44,905	4,800	215,544	1.011,151	0,400	3,517	16,800	1,900	1
15	18,726	0,550	10,300	1.021,450	1,100	0,800	13,300	1,600	1
Σ	292,583			1.021,450					

PEV	=	292,583 t	
xEV	=	3,491 m	Ubicación de carga respecto a o
eEV	=	-0,991 m	Excentricidad para carga muerta de rellenos
MEV	=	-289,993 tm	Momento por EV del relleno en el xcg zapata
MEVo	=	1.021,450 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	=	5,817 m	Altura promedio para presión de tierras
Le	=	13,300 m	Ancho de presión de tierras
p_0	=	2,701 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
EH	=	104,494 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
z_{EH}	=	1,939 m	Ubicación empuje de tierras
MEH	=	202,614 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	=	40,849 t	Peso por sobrecarga viva: vertical
x_{LS}	=	3,675 m	Ubicación sobrecarga viva
e_{LS}	=	-1,175 m	Excentricidad para sobrecarga viva
MLS_v	=	-47,998 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	=	21,916 t	Empuje de tierras por sobrecarga viva
z_{LS}	=	2,909 m	Ubicación de empuje desde eje xx
MLS_h	=	63,741 tm	Momento por LS horizontal en el xcg zapata
MLS	=	15,744 tm	Momento por LS en el ycg zapata

2.4 SISMO

2.4.1 DATOS DEL PUENTE

IMPORTANCIA DEL PUENTE Escencial

ZONA SÍSMICA I 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	=	4,684 m	Altura estribo desde parte superior zapata
N	=	0,318 m	
$\%N$	=	150,000	
$N_{\min}$	=	0,477 m	
N_{real}	=	0,900 m	> $N_{\min}$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

Hoja:

5

2.4.3 SUPERESTRUCTURA:

As = Fpga PGA Coeficiente de aceleración
 kho = f As
 Clase sitio E Clase de suelo
 f = 0,90
 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

Pu = 436,603 t Estado Límite de Evento extremo
 Hbu = 174,641 t Fuerza sísmica transferida a la Infraestructura
 zs = 3,184 m Altura : base inferior zapata - base vigas
 MEQ-s = 556,1 tm

2.4.4 ESTRIBO

kh = 0,5 kho
 kho = 0,450
 kh = 0,225

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	30,539	4,517	137,936
2	1,814	3,325	6,033
3	0,999	3,184	3,180
4	77,805	2,175	169,226
5	13,663	3,309	45,204
6	7,090	2,959	20,977
7	14,894	5,300	78,941
8	28,728	5,617	161,365
9	2,851	5,991	17,082
10	2,074	6,771	14,039
11	191,520	0,600	114,912
Σ	371,977		768,89

Desde N. Inferior zapata

EQest = 0,225 x 371,977 = 83,695 t
 zi = 2,067 m Altura promedio estribo
 MEQest = 173,001 tm Momento sísmico por peso propio del estribo

2.4.5 RELLENO EN TALÓN

FIG.	PESO	z	M = Pz
13	228,951	3,309	757,486
14	44,905	2,959	132,852
Σ	273,857		890,338

EQearth = 0,225 x 273,86 = 61,618 t
 zearth = 3,251 m Altura promedio estribo
 MEQearth = 200,326 tm Momento sísmico provocado por el relleno
 PIR = kh(Ww + Ws) Fuerza sísmica horizontal
 PIR = 145,313 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
- * $\phi \geq i + \theta MO$
- $\theta MO = \text{Arc tg}(kh / (1 - kv))$

Tipo de suelo:	E
kho =	f As
kho =	0,450
kh =	0,225
	Coefficiente de aceleración horizontal
kv =	0,000
	Coefficiente de aceleración vertical
Kh/(1-Kv)=	0,225
θMO =	Arc tg [0,225]
θMO =	12,680 °
ι =	0,000 °
ι + θMO =	12,680 °
φ =	35,00 °
	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

$$PAE = 1/2 \gamma h^2 KAE Le$$

$$\theta MO = 12,680^\circ$$

$$\iota = 0,000^\circ \quad \text{Angulo de inclinación del talud de relleno}$$

$$\phi = 35,000^\circ \quad \text{Angulo de fricción interna del suelo}$$

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

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

KAE.- Coeficiente sísmico de presión activa

$$KAE = \frac{\text{Sen}^2 (\phi + \beta - \theta MO)}{\text{Cos } \theta MO \text{ Sen}^2 \beta \text{ Sen}(\beta - \theta MO - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{ Sen}(\phi - \theta MO - \iota)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta MO) \text{ Sen}(\iota + \beta)}} \right]^2$$

$$KAE = 0,407$$

$$PAE = 174,043 \text{ t} \quad \text{UBICAR A } f h \quad \text{Ubicación de PAE}$$

$$\Delta PAE = 69,549 \text{ t} \quad f = 0,450$$

$$Z_A = 0,625 \text{ h}$$

$$MEAE = 252,970 \text{ tm}$$

TOTAL: 100% SISMO PARA PARA CAPACIDAD DEL SUELO

$$EQ = 389,503 \text{ t}$$

$$MEQ = 1.182,354 \text{ tm}$$

TOTAL: 50% PIR + 100% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 316,846 \text{ t}$$

$$MEQ = 995,691 \text{ tm}$$

TOTAL: 100% PIR + 50% ΔEAE PARA ESTABILIDAD

$$EQ = 354,728 \text{ t}$$

$$MEQ = 1.055,869 \text{ tm}$$

2.5 CARGAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCIÓN

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

2.5.1 TEMPERATURA

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

$$Hua = 1.418 \text{ kg/neopreno}$$

$$Hu TU = 5,670 \text{ t} \quad \text{Fuerza total en estribo}$$

$$zTU = 3,150 \text{ m}$$

$$MTU = 17,861 \text{ tm}$$

2.5.2 CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Δ_{cont} = 0,500 cm Deformación por contracción/lado

Hua = 1.313 kg/neopreno

HuSH = 5,250 t Fuerza total en estribo

zSH = 3,184 m

MSH = 16,716 tm

3 FACTORES DE CARGA

CARGAS	SERVICIO I		RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO I	
	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}
DC	1,00	1,00	1,25	0,90	1,00	1,00
DW	1,00	1,00	1,50	0,65	1,00	1,00
LL	1,00	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
BR	1,00	1,00	1,75	1,75	0,50	0,00
EH	1,00	1,00	1,50	0,90	1,00	1,00
EV	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
LS	1,00	1,00	1,75	1,75	0,50	0,50
TU	1,00	1,00	0,50	0,50	0,00	0,00
SH	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50
EQ	0,00	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 = 30,000 t/m² 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 = 30,0 t/m² Capacidad resistente factorada del suelo para Estado Límite Evento extremo

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	630,177	0,000	196,580	630,177	0,000	196,580
DW	43,536	0,000	30,021	43,536	0,000	30,021
LL	108,680	0,000	92,813	54,340	0,000	46,406
BR	-1,516	16,358	50,788	-0,758	8,179	25,394
EH	0,000	104,494	202,614	0,000	104,494	202,614
EV	292,583	0,000	-289,993	292,583	0,000	-289,993
LS	40,849	21,916	15,744	20,424	10,958	7,872
TU	0,000	5,670	17,861	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	16,716	0,000	2,625	8,358
EQ	0,000	389,503	1.182,354	0,000	389,503	1.182,354
Σ =				1.040,302	515,758	1.409,607

e = 1,355 m

B = 5,000 m

L = 13,300 m

A = 66,500 m²

Fundación en: Suelo

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

$$\sigma_v = 34,16 \text{ t/m}^2$$

Fundación en: Roca

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

$$\sigma_{vmax} = 41,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vmin} = -9,79 \text{ t/m}^2$$

Si la resultante está fuera del tercio medio de la base

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

$$\sigma_{vmax} = 45,54 \text{ t/m}^2$$

Revisar Uso de pilotes

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

4.1.2.2 DESLIZAMIENTO

COMBINACIÓN PARA DESLIZAMIENTO Y EXCENTRICIDADES

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	630,177	0,000	196,580	630,177	0,000	196,580
DW	43,536	0,000	30,021	43,536	0,000	30,021
LL	108,680	0,000	92,813	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	50,788	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	104,494	202,614	0,000	104,494	202,614
EV	292,583	0,000	-289,993	292,583	0,000	-289,993
LS	0,000	21,916	63,741	0,000	10,958	31,871
TU	0,000	5,670	17,861	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	16,716	0,000	2,625	8,358
EQ	0,000	354,728	1.055,869	0,000	354,728	1.055,869
Σ	=			966,296	472,805	1.235,320

$$e = 1,278 \text{ m}$$

$$B = 5,000 \text{ m}$$

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

$$A = 66,500 \text{ m}^2$$

$$Humax = 515,758 \text{ t}$$
 Fuerza horizontal máxima que provoca deslizamiento

Resistencia por presión pasiva

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

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 $= \phi_2/2$)

$$\delta_2 = 13,333^\circ$$

Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro Asumir $= 2/3 \phi$, para presión pasiva en condición sísmica Art. 11.5.6 AASHTO 2020

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

$$k_p = 2,888$$
 Coeficiente de presión pasiva en Evento extremo

$$hp_1 = 0,800 \text{ m}$$
 Altura promedio de presión pasiva 1

$$hp_2 = 2,000 \text{ m}$$
 Altura máxima para presión pasiva.-2

$$he = 1,200 \text{ m}$$
 Altura estructura en presión pasiva (asumido)

$$qp_1 = 3,697 \text{ t/m}^2$$
 Esfuerzo de presión pasiva

$$qp_2 = 9,243 \text{ t/m}^2$$
 Esfuerzo de presión pasiva

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

$$Rep = 103,264 \text{ t}$$
 Resistencia nominal pasiva

Resistencia por fricción

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

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

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

$$R_\tau = 450,591 \text{ t}$$

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

$$\phi_\tau = 1,000$$

$$\phi_{ep} = 1,000$$

$$\phi R_n = 553,855$$

$$\phi R_n > Humax$$
 Bien

4.1.2.3 VOLCAMIENTO

Muestab. = 2.465,6 tm
 Muvolc. = 1.416,8 tm
 Mu estab. > Mu volc. **Bien**

EXCENTRICIDAD MÁXIMA:

x = 1,085 m
 e = 1,415 m
 (8/10)B = 4,000 m
 e ≤ 4B/10 **Bien**

4.1.3 SOLICITACIONES Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN EVENTO EXTREMO I COMBINACIÓN PARA DISEÑO

TIPO	P	H	M	P _{umax} t	H _{umax} t	M _{umax} tm	P _{umin} t	H _{umin} t	M _{umin} tm
DC	630,177	0,000	196,580	630,177	0,000	196,580	630,177	0,000	196,580
DW	43,536	0,000	30,021	43,536	0,000	30,021	43,536	0,000	30,021
LL	108,680	0,000	92,813	54,340	0,000	46,406	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	50,788	-0,758	8,179	25,394	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	104,494	202,614	0,000	104,494	202,614	0,000	104,494	202,614
EV	292,583	0,000	-289,993	292,583	0,000	-289,993	292,583	0,000	-289,993
LS	40,849	21,916	15,744	20,424	10,958	7,872	20,424	10,958	7,872
TU	0,000	5,670	17,861	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	5,250	16,716	0,000	2,625	8,358	0,000	2,625	8,358
EQ	0,000	389,503	1.182,354	0,000	389,503	1.182,354	0,000	389,503	1.182,354
Σ =				1.040,302	515,758	1.409,607	986,720	507,579	1.337,807

e = 1,355 m e = 1,356 m

B = 5,000 m

L = 13,300 m

A = 66,500 m²

c = 2,500 m

I = 138,542 m⁴

σ_{vmax} = 41,08 t/m²

σ_{vmin} = -9,79 t/m²

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

4.- PILOTES

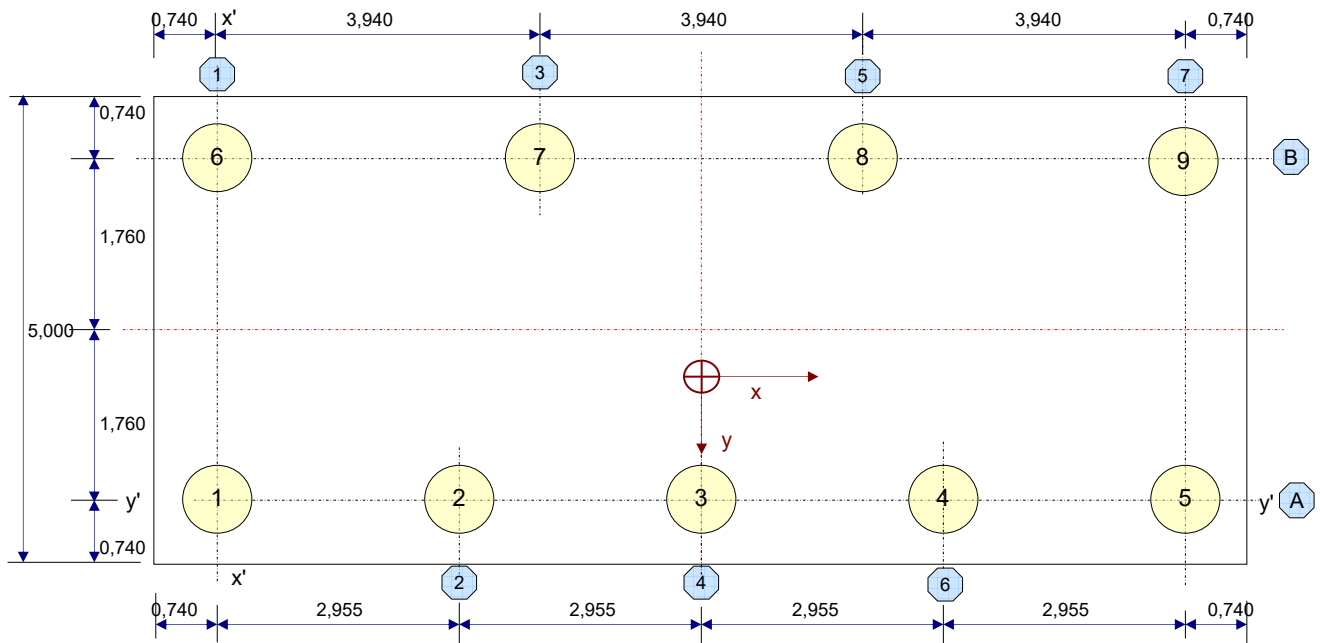
4.1 DATOS DE PILOTES

DIÁMETRO, D_p =
 CAPACIDAD NOMINAL PILOTE, R_n =
 CAPACIDAD ADMISIBLE RESISTENCIA I RR =
 DIÁMETRO INFERIOR (CAMPANA) =
 CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA, P_{DD} =
 COTA DE ZAPATA =
 COTA DE DESPLANTE PILOTES =
 LONGITUD APROXIMADA PILOTES =
 NÚMERO TOTAL DE PILOTES, N_p =

Abscisa:

IZQUIERDO
7+295,00
0,80 m
486,57 t
290,67 t
0,80 m
0,00 t
6,00 m
-7,50 m
13,50 m
9

4.2 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE PILOTES



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 xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE $y'y'$ dx	No dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No $x (dp)^2$
A	5	1, 2, 3, 4, 5	0,000	0,000	1,564	12,237
B	4	6, 7, 8, 9	3,520	14,080	-1,956	15,297
Σ	9			14,080		27,534

$$x_p = \frac{14,1}{9} = 1,564 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 27,534 \text{ pil.m}^2$$

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 yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE $x'x'$ dy	No dy	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No $x (dp)^2$
1	2	1, 6	0,000	0,000	-5,910	69,856
2	1	2	2,955	2,955	-2,955	8,732
3	1	7	3,940	3,940	-1,970	3,881
4	1	3	5,910	5,910	0,000	0,000
5	1	8	7,880	7,880	1,970	3,881
6	1	4	8,865	8,865	2,955	8,732
7	2	5, 9	11,820	23,640	5,910	69,856
Σ	9			53,190		164,938

$$y_p = \frac{53,2}{9} = 5,910 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 164,938 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

EVENTO EXTREMO I

Con γ máx

e = 1,159 m

Pu = 1.040,302 t

Muy = 1.206,170 tm

Muy/Igpy= 43,806

Pup = Carga en cada pilote

Pup = $P / N \pm M_{dp} / -gp$

Con γ mín.

e = 1,160 m

Pu = 986,720 t

Muy = 1.144,848 tm

Muy/Igpy= 41,579

Dirección x

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

Eq = 319,954 t Carga sísmica total: superestructura + estribo+ relleno talón

Meq = 30,764 tm Momento sísmico total: superestructura + estribo + relleno talón

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

Eq = 95,986 t

Meqx = 9,229 tm

My/Igpx = 0,056

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	Con γ máx t	Con γ mín t
A	5	1, 2, 3, 4, 5	1,564	184,122	174,684
B	4	6, 7, 8, 9	-1,956	29,924	28,325

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	PEQ t
1	2	1, 6	-5,910	-0,331
2	1	2	-2,955	-0,165
3	1	7	-1,970	-0,110
4	1	3	0,000	0,000
5	1	8	1,970	0,110

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EVENTO EXTREMO I.- CAPACIDAD ADMISIBLE

ACCION SÍSMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	Con γ máx Pup t	Con γ mín Pup t
1	183,791	174,353
2	183,956	174,518
3	184,122	174,684
4	184,232	174,794
5	29,593	27,995
6	29,813	28,215
7	30,034	28,436

Pup máx = 184,232 t

Rn = 486,57 t

ϕ = 1

RR = 486,57 t

Factor de resistencia. Art. 10.5.5.3.3

Bien

5.- DISEÑO

5.1 CIMENTACIÓN POR EVENTO EXTREMO I

5.1.1 DEDO

Ld	=	1,100 m	Longitud del dedo
hz	=	1,200 m	Altura de zapata
hr	=	0,800 m	Altura relleno sobre dedo
b	=	13,300 m	Sección dedo
ri	=	0,200 m	Recubrimiento armadura flexión
d	=	1,000 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0,740 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd	=	0,550 m	Centro de gravedad del dedo
Pup	=	184,122 t	Carga en pilotes de dedo
n	=	5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp	=	0,360 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A	=	14,630 m ²	Area total para flexión $A = b \cdot Ld$
PDCd	=	42,134 t	Peso del dedo
PEVd	=	18,726 t	Peso relleno sobre dedo

$$M_{uaa} = (P_{up} \cdot n \cdot x_p) - (P_{DC} \gamma_{DC} + P_{EV} \gamma_{EV}) \cdot x_d$$

$$M_{uaa} = 297,945 \text{ tm}$$

AEMADURA

f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4.200 kg/cm ²
b	=	1.330,00 cm
h _z	=	120,00 cm
r _i	=	20,00 cm
d	=	100,00 cm

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

$$M_{u \text{ mín}1} = 1,33 M_u$$

$$M_{u \text{ mín}2} = 1,072 \cdot \frac{I_g}{y_t} = M_{cr} = 1145,16 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
297,95	396,267	105,57	79,24	105,57

Usar: 7,94 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 22 mm a 0,20

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 $\phi = 0,75$

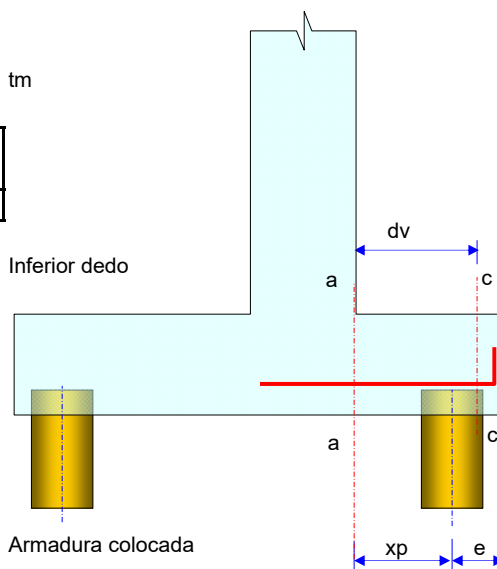
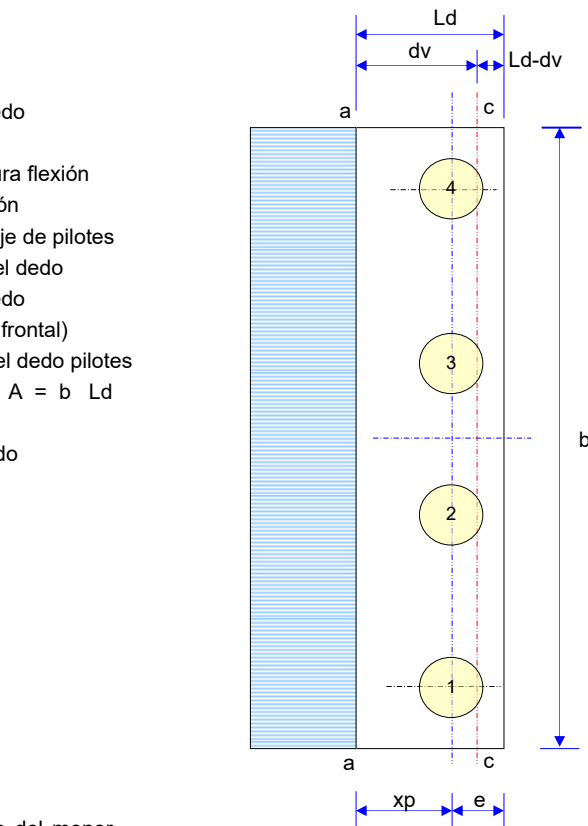
$$A_{scol} = 19,01 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d_t = 100,0 \text{ cm}$$

$$c = 0,297 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = 1,0081 > 0,005 \text{ Bien}$$



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

Altura bloque de compresión

No hace falta reducir ϕ

ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

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

$$b = 100,0 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,91 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Por cara, en cada dirección}$$

$$A_{s \text{ final}} = 4,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Usar: } 1 \phi 16 \text{ mm a } 0,20$$

Sentido Longitudinal: inferior

$$A_{scol} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Bien

CORTE A una distancia dv desde la cara:

$b_v = 13,300$ m Tomamos la longitud total del dedo

$$dv = \begin{cases} 0,9 dt = 90,00 \text{ cm} \\ 0,72 h = 86,40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$dv = 90,000 \text{ cm} \quad 0,90 \text{ m}$$

$$L_d - dv = 0,200 \text{ m}^2$$

$$A_c = 2,66 \text{ m}^2 \quad \text{Area del dedo y relleno a corte}$$

$$PDC_v = 5,107 \text{ t} \quad \text{Peso dedo para corte}$$

$$PEV_v = 3,405 \text{ t} \quad \text{Peso relleno en dedo, para corte}$$

$$V_{ubb} = 8,512 \text{ t} \quad \text{Corte último en todo el largo del dedo}$$

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 f_c b_v dv + V_p$$

$$V_c = 0,0316 \beta \lambda \sqrt{f_c} b_v dv$$

$$\lambda = 1$$

$$\beta = 2,0$$

$$V_c = 0,530 \sqrt{f_c} b_v dv$$

$$\phi = 0,9$$

$$V_c = 1,061,373 \text{ t}$$

$$V_s = V_p = 0,0 \text{ t}$$

No hay armadura a corte ni presfuerzo

$$V_{n1} = 1,061,373 \text{ t}$$

$$V_{n2} = 8,379,00 \text{ t}$$

$$V_r = 955,235 \text{ t} \quad \text{Bien}$$

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

$$V_{uaa} = P_{up} n - (PDC_d \gamma_{DC} + PEV_d \gamma_{EV})$$

$$V_{uaa} = 859,747 \text{ t} \quad \text{Corte último en sección aa}$$

$$V_r = 955,235 \text{ t} \quad \text{Bien}$$

5.1.2 TALÓN

$$L_t = 1,950 \text{ m} \quad \text{Longitud talón}$$

$$b = 13,300 \text{ m} \quad \text{Longitud de zapata}$$

$$h_z = 1,200 \text{ m} \quad \text{Altura zapata}$$

$$r_s = 0,100 \text{ m} \quad \text{Recubrimiento}$$

$$d = 1,100 \text{ m} \quad \text{Altura efectiva a flexión}$$

$$e = 0,740 \text{ m} \quad \text{Distancia del borde al pilote}$$

$$x_t = 0,975 \text{ m} \quad \text{Centro de gravedad del talón}$$

$$P_{upB} = 28,325 \text{ t} \quad \text{Carga en pilotes fila trasera}$$

$$n_B = 4 \text{ pil.} \quad \text{Número de pilotes en la fila}$$

$$x_{pB} = 1,210 \text{ m} \quad \text{Distancia desde cara cuerpo al pilote}$$

$$A = 25,935 \text{ m}^2 \quad \text{Area en planta del talón}$$

Flexión:

$$PDC_5 = 13,663 \text{ t} \quad d_5 = 1,125 \text{ m}$$

$$PDC_6 = 7,090 \text{ t} \quad d_6 = 2,450 \text{ m}$$

$$PDC_7 = 14,894 \text{ t} \quad d_7 = 2,450 \text{ m}$$

$$PDC_8 = 14,364 \text{ t} \quad d_8 = 2,450 \text{ m}$$

$$PDC_9 = 1,426 \text{ t} \quad d_9 = 2,450 \text{ m}$$

$$PDC_{10} = 1,037 \text{ t} \quad d_{10} = 2,450 \text{ m}$$

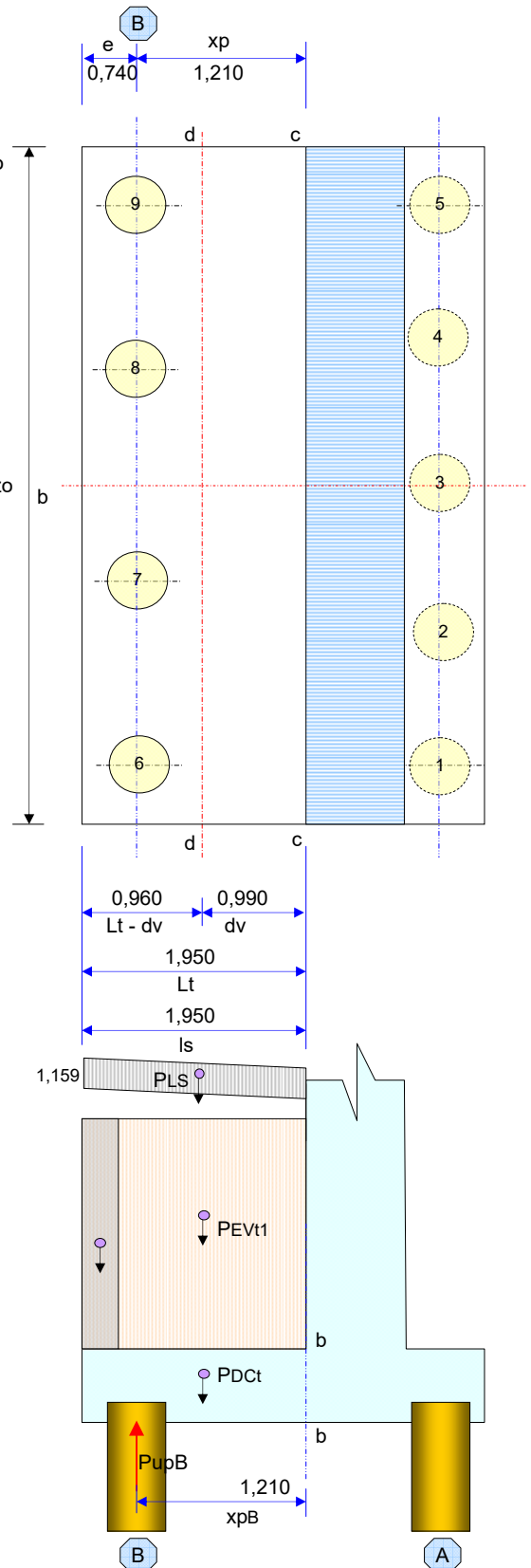
$$PDC_t = 74,693 \text{ t} \quad dt = 1,325 \text{ m}$$

$$PDC = 127,166 \text{ t}$$

$$MDC = 209,425 \text{ tm}$$

$$PDW_{12} = 1,931 \text{ t} \quad d_{12} = 2,450 \text{ m}$$

$$MDW = 4,730 \text{ tm}$$



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 14

PEV13 = 228,951 m d13 = 1,125 m
PEV14 = 44,905 m d14 = 2,450 m
PEV = 273,857 t
MEV = 367,588 t

PLS = 15,029 t dLS = 2,450
MLS = 36,822 tm

Mubb = $Pup \cdot n \cdot xp - (MDC \cdot \gamma_{DC} + MDW \cdot \gamma_{DW} + MEV \cdot \gamma_{EV} + MLS \cdot \gamma_{LS})$
Mubb = 137,095 Hacia arriba

Armadura

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 1330,00 \text{ cm}$
 $h_z = 120,00 \text{ cm}$
 $r_s = 10,00 \text{ cm}$
 $d = 110,00 \text{ cm}$

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 fr Ig/ yt = Mcr = 1145,16 tm

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
137,09	182,336	43,97	33,04	43,97

Usar: 3,31 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 Superior talón

DUCTILIDAD

Ascol = 15,71 cm² Bien Armadura colocada
 $\beta_1 = 0,85$
dt = 110,0 cm Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c = 0,245 cm Altura bloque de compresión
et = 1,3428 > 0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b = 100,0 cm
As = 4,91 cm²/m Por cara, en cada dirección
Asfinal = 4,91 cm²/m
Usar: 1 ϕ 16 mm a 0,20 Sentido Longitudinal: superior
Ascol = 10,05 cm² Bien

CORTE

Tomamos la longitud total del talón.- sección bb

bv = 13,300 m
dv = 99,000 cm 0,99 m

PDC = 127,166 t Carga muerta
PDW = 1,931
PEV = 273,857 m Relleno
PLS = 15,029 t

Vubb = $Pup \cdot n - (PDCtc \cdot \gamma_{DC} + PDW \cdot \gamma_{DW} + PEVtc \cdot \gamma_{EV} + PLS \cdot \gamma_{LS})$

Vubb = -297,167 t Hacia abajo

Vr = $\phi \cdot Vn$ Cortante resistente

$\phi = 0,9$

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

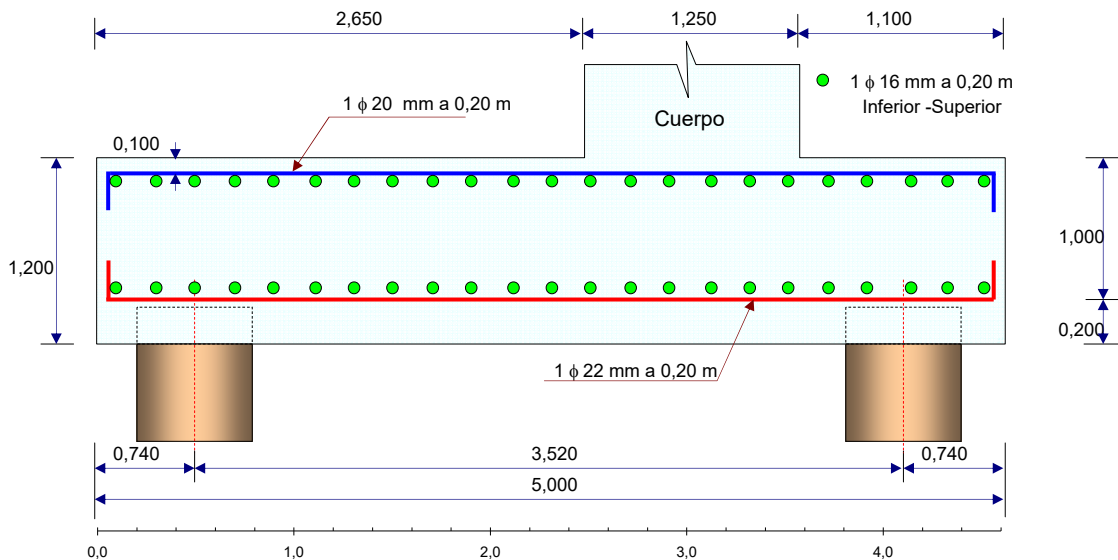
Vc = 1.167,510 t

Vs=Vp= 0,0 t

Vn1 = 1.167,510 t

Vn2 = 9.216,9 t

Vr = 1.050,759 t Bien



5.2 CIMENTACIÓN **POR RESISTENCIA I**

5.2.1 COMBINACIÓN DE CARGAS

TIPO	P	H	M	P _{umax} t	H _{umax} t	M _{umax} tm	P _{umin} t	H _{umin} t	M _{umin} tm
DC	630,177	0,000	196,580	787,721	0,000	245,725	567,159	0,000	176,922
DW	43,536	0,000	30,021	65,304	0,000	45,032	28,298	0,000	19,514
LL	108,680	0,000	92,813	190,190	0,000	162,423	190,190	0,000	162,423
BR	-1,516	16,358	50,788	-2,653	28,626	88,878	-2,653	28,626	88,878
EH	0,000	104,494	202,614	0,000	156,741	303,921	0,000	94,045	182,353
EV	292,583	0,000	-289,993	394,987	0,000	-391,490	292,583	0,000	-289,993
LS	40,849	21,916	15,744	71,486	38,352	27,552	71,486	38,352	27,552
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
EQ	0,000	389,503	1.182,354	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				1.507,035	223,719	482,040	1.147,063	161,022	367,648

$e = 0,320 \text{ m}$ Con γ máx

$e = 0,321 \text{ m}$ Con γ mín

5.2.2 CARGAS EN LOS PILOTES

RESISTENCIA I

Con γ máx

$e = 0,124 \text{ m}$

$P_u = 1507,035 \text{ t}$

$M_{ux} = 187,331 \text{ tm}$

$M_{ux}/I_{gpx} = 6,804$

Con γ mín.

$e = 0,125 \text{ m}$

$P_u = 1147,063 \text{ t}$

$M_{ux} = 143,333 \text{ tm}$

$M_{ux}/I_{gpx} = 5,206$

$P_{up} =$ Carga en cada pilote

$P_{up} = P_u / N_p \pm M_{u dp} / _{gp}$

$N_p = 9$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCIÓN x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	Con γ máx t	Con γ mín t
A	5	1, 2, 3, 4, 5	1,564	178,092	135,595
B	4	6, 7, 8, 9	-1,956	154,144	117,272

$P_{up} \text{ máx} = 178,092 \text{ t}$

$R_n = 0,00 \text{ t}$

$R_R = 218,00 \text{ t}$

Bien

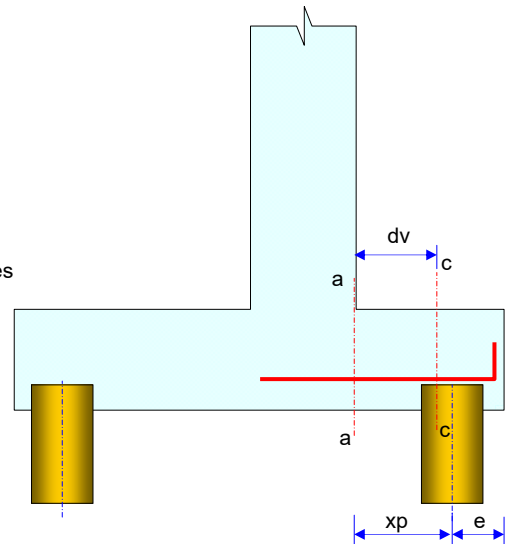
$\eta = 0,75$ Para capacidad en grupo

5.2.3 DISEÑO DEDO POR RESISTENCIA I

Ld	=	1,100 m	Longitud del dedo
hz	=	1,200 m	Altura de zapata
hr	=	0,800 m	Altura relleno sobre dedo
b	=	13,300 m	Sección dedo
ri	=	0,200 m	Recubrimiento armadura flexión
d	=	1,000 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0,740 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd	=	0,550 m	Centro de gravedad del dedo
Pup	=	178,092 t	Carga en pilotes de dedo
n	=	5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp	=	0,360 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A	=	14,630 m ²	Área total para flexión $A = b \cdot Ld$
PDCd	=	42,134 t	Peso del dedo
PEVd	=	18,726 t	Peso relleno sobre dedo

$$Mu_{aa} = (Pup \cdot n \cdot xp) - (PDC \cdot \gamma_{DC} + PEV \cdot \gamma_{EV}) \cdot xd$$

$$Mu_{aa} = 320,566 \text{ tm}$$



Armadura:

f_c	=	280 kg/cm ²
F_y	=	4.200 kg/cm ²
b	=	1.330,00 cm
hz	=	120,00 cm
ri	=	20,00 cm
d	=	100,00 cm

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

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

$$Mu_{\min 2} = 1,072 \cdot I_g / y_t = M_{cr} = 1145,16 \text{ tm}$$

Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
320,57	426,352	113,65	85,29	113,65

Usar: 8,55 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 22 mm a 0,20 Inferior dedo

Se mantiene armadura de Evento Extremo I

DUCTILIDAD

Ascol	=	19,01 cm ²	Bien	Armadura colocada
β_1	=	0,85		
d	=	100,0 cm		Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c	=	0,297 cm		Altura bloque de compresión
ϵ_t	=	1,0081	> 0,005	Bien No hace falta reducir ϕ

ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b	=	100,00 cm		
As	=	4,91 cm ² /m	Por cara, en cada dirección	
Asfinal	=	4,91 cm ² /m		
Usar:		1 ϕ 16 mm a 0,20	Sentido Longitudinal.- inferior	

Ascol = 10,05 cm² Bien
Se mantiene armadura de Evento Extremo I

CORTE A una distancia dv desde la cara:

Tomamos la longitud total del dedo

bv	=	13,300 m	
dv	=	90,000 cm	0,90 m

$L_d - dv = 0,200 \text{ m}^2$
 $Ac = 2,66 \text{ m}^2$ Area del dedo y relleno a corte
 $PDCv = 7,661 \text{ t}$ Peso dedo para corte
 $PEVv = 3,405 \text{ t}$ Peso relleno en dedo, para corte
 $Vudv = 14,172 \text{ t}$ Corte último en todo el largo del dedo

$V_r = \phi V_n$ Cortante resistente
 $\phi = 0,9$
 $V_c = 0,530 \sqrt{f_c} b_v d_v$
 $V_c = 1.061,373 \text{ t}$
 $V_s = V_p = 0,0 \text{ t}$
 $V_{n1} = 1.061,373 \text{ t}$
 $V_{n2} = 8.379,0 \text{ t}$
 $V_r = 955,235 \text{ t}$ Bien

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

$V_{aa} = P_u n - (PDCd \gamma_{DC} + PEV \gamma_{EV})$
 $V_{aa} = 833,81 \text{ t}$ Corte último en sección aa
 $V_r = 955,235 \text{ t}$ Bien

5.2.4 TALÓN

$L_t = 1,950 \text{ m}$ Longitud talón
 $b = 13,300 \text{ m}$
 $h_z = 1,200 \text{ m}$
 $r_s = 0,100 \text{ m}$
 $d = 1,100 \text{ m}$
 $e = 0,740 \text{ m}$
 $x_t = 0,975 \text{ m}$
 $P_{upB} = 117,272 \text{ t}$
 $n_B = 4 \text{ pil.}$
 $x_{pB} = 1,210 \text{ m}$
 $A = 25,935 \text{ m}^2$

Flexión:

$MDC = 209,425 \text{ tm}$
 $MDW = 4,730 \text{ tm}$
 $MEV = 367,588 \text{ tm}$
 $MLS = 36,822 \text{ tm}$

$M_{ubb} = P_u n x_p - (MDC \gamma_{DC} + MDW \gamma_{DW} + MEV \gamma_{EV} + MLS \gamma_{LS})$
 $M_{ubb} = -261,963 \text{ tm}$ Hacia abajo

Armadura

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 1330,00 \text{ cm}$
 $h_z = 120,00 \text{ cm}$
 $r_s = 10,00 \text{ cm}$
 $d = 110,00 \text{ cm}$

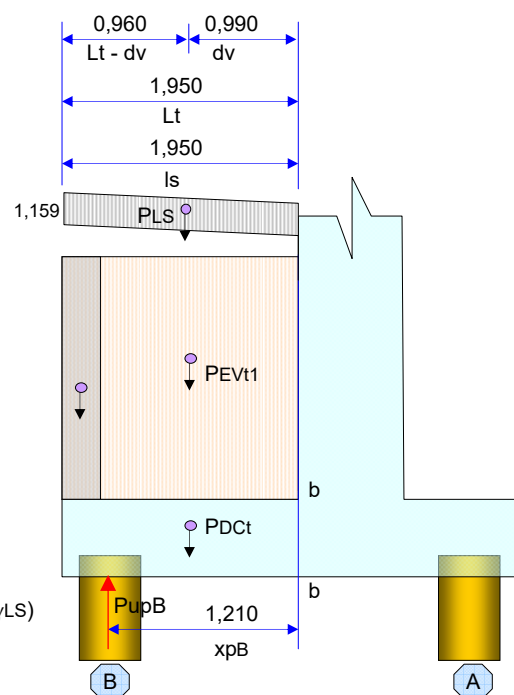
Asmín: En función del momento de agrietamiento

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
261,96	348,411	84,22	63,24	84,22

Usar: 6,33 cm²/m

Usamos: 1 ϕ 20 mm a 0,20 Superior talón

Se mantiene armadura de Evento Extremo I



Asmín: La 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 = 0,00 tm

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 18

DUCTILIDAD

Ascol = 15,71 cm² Bien Armadura colocada
 β_1 = 0,85
 dt = 110,0 cm Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
 c = 0,245 cm Altura bloque de compresión
 ϵ_t = 1,3428 > 0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

b = 100,00 cm
 As = 4,91 cm²/m Por cara, en cada dirección
 Asfinal = 4,91 cm²/m

Usar: Sentido Longitudinal: 1 ϕ 16 mm a 0,20 Inferior
 Ascol = 10,05 cm² Bien

CORTE Sección bb

Tomamos la longitud total del talón

bv = 13,300 m
 dv = 99,000 cm 0,99 m

PDC = 127,166 t Carga muerta
 PDW = 1,931 t Capa de rodadura
 PEV = 273,857 t Relleno
 PLS = 15,029 t Sobrecarga vertical

Vubb = Pup n - (PDctc γ_{DC} + PDW γ_{DW} + PEVtc γ_{EV} + PLS γ_{LS})

Vubb = -88,775 t Hacia abajo
 Vr = ϕ Vn Cortante resistente
 ϕ = 0,9
 Vc = 0,530 $\sqrt{f_c}$ bv dv
 bv = 1.330,0 cm
 Vc = 1.167,510 t
 Vs=Vp= 0,0 t
 Vn1 = 1.167,510 t
 Vn2 = 9.216,9 t
 Vr = 1.050,8 t Bien

5.3 CIMENTACIÓN: ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

5.3.1 COMBINACION DE CARGAS

TIPO	P	H	M	Pu t	Hu t	Mu tm
DC	630,177	0,000	196,580	630,177	0,000	196,580
DW	43,536	0,000	30,021	43,536	0,000	30,021
LL	108,680	0,000	92,813	108,680	0,000	92,813
BR	-1,516	16,358	50,788	-1,516	16,358	50,788
EH	0,000	104,494	202,614	0,000	104,494	202,614
EV	292,583	0,000	-289,993	292,583	0,000	-289,993
LS	40,849	21,916	15,744	40,849	21,916	15,744
TU	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
EQ	0,000	389,503	1.182,354	0,000	0,000	0,000
Σ =				1.114,309	142,767	298,566

e = 0,268 m

5.3.2 CARGAS EN LOS PILOTES

SERVICIO I

e = 0,072 m
 Pu = 1114,309 t
 Mux = 80,657 tm
 Mux/Igpx = 2,929

Pup = Carga en cada pilote
 $Pup = Pu / Np \pm Mu dp / \gamma_{gp}$
 $Np = 9$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	Pup t
A	5	1, 2, 3, 4, 5	1,564	128,395
B	4	6, 7, 8, 9	-1,956	118,084

Pup máx : 128,395 t

Rn = 486,57 t

$\phi = 1$

RR = 486,57 t Bien

5.3.3. CONTROL DEL FISURAMIENTO

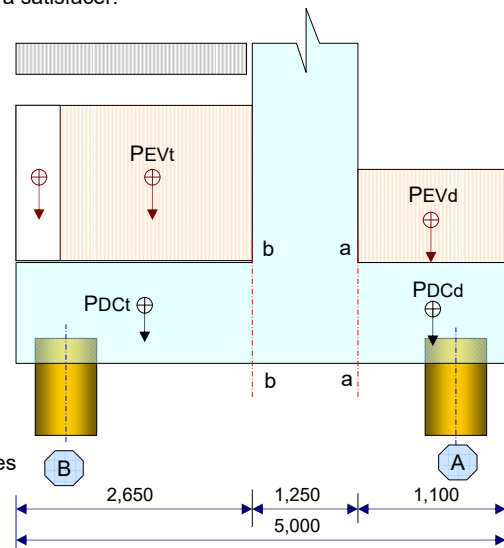
Para el control del fisuramiento es necesario tener el diseño de las armadura, sea con Evento Extremo I o por Resistencia I. El espaciamiento del acero de refuerzo en la cara en tracción deberá satisfacer:

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

5.3.3.1 DEDO

Ld = 1,100 m	Longitud del dedo
hz = 1,200 m	Altura de zapata
hr = 0,800 m	Altura relleno sobre dedo
b = 13,300 m	Sección dedo
ri = 0,200 m	Recubrimiento armadura flexión
dt = 1,000 m	Altura efectiva en flexión
e = 0,740 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd = 0,550 m	Centro de gravedad del dedo
Pup = 128,395 t	Carga en pilotes de dedo
n = 5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp = 0,360 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A = 14,630 m ²	Area total para flexión A = b · Ld
PDCd = 42,134 t	Peso del dedo
PEVd = 18,726 t	Peso relleno sobre dedo



$$Mu_{aa} = (Pup \cdot n \cdot xp) - (PDC \cdot \gamma_{DC} + PEV \cdot \gamma_{EV}) \cdot xd$$

$$Mu_{aa} = 197,637 \text{ tm}$$

$$Mu_{aa}/m = 14,860 \text{ tm / m}$$

MÓDULO ELASTICIDAD ACERO

$$Ec = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$$

MÓDULO ELASTICIDAD HORMIGON

$$Es = 200.798 \text{ kg/cm}^2$$

$$12000 \sqrt{f'_c}$$

$$\gamma_e = 0,75$$

Condición de exposición.

$$n = 10,00$$

Relación de módulos de elasticidad

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

Ancho de faja de diseño

$$dc = 20,0 \text{ cm}$$

Recubrimiento

$$h = 120,0 \text{ cm}$$

Altura total del elemento (zapata)

$$\beta_s = 1,286$$

$$M_{aa} = 14,860 \text{ tm}$$

Momento en estado límite Servicio I

$$A_s = 19,01 \text{ cm}^2$$

Armadura colocada

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

Altura efectiva

$$f_s = 902,11 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.

$$S_{máx} = 40,82 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{var} = 20,00 \text{ cm}$$

Separación entre varillas

Bien

5.3.3.2 TALÓN

Lt = 1,950 m Longitud talón

b = 13,300 m

hz = 1,200 m

rs = 0,100 m

d = 1,100 m

e = 0,740 m

xt = 0,975 m

PupB = 118,084 t

nB = 4,000 pil.

xpB = 1,210 m

A = 25,935 m²

Flexión:

MDC = 209,425 tm

MDW = 4,730 tm

MEV = 367,588 tm

MLS = 36,822 tm

Mubb = Pup n xp - (MDC γ_{DC} + MDW γ_{DW} + MEV γ_{EV} + MLS γ_{LS})

Mubb = -47,040 tm Hacia abajo

Mubb/m = -3,537 tm

dc = 10,0 cm Recubrimiento

h = 120,0 cm Altura de la zapata

β_s = 1,1

M = 3,537 tm Servicio I

As = 15,71 cm²

d = 292,58 cm²

fs = 88,8 kg/cm² Esfuerzo calculado

Smáx = 910,41 cm Separación máxima

Svar = 20,00 cm Separación entre varillas Bien

En Servicio I, no hay momento hacia abajo en el talón. El espaciamiento será entonces de la armadura inferior.

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

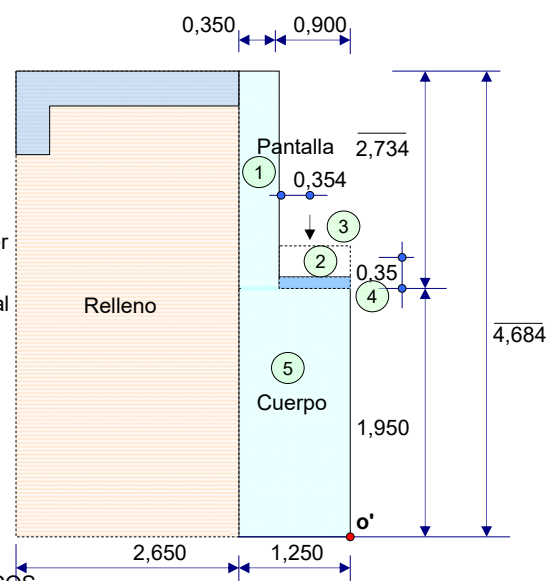
RDC = 258,200 t Reacción carga muerta/estribo

x_{DC} = 0,546 m Ubicación carga respecto a o'

e_{DC} = 0,079 m Excentricidad carga muerta super

z_{DC} = 1,950 m Altura aplicación fuerza horizontal

MDC = 20,398 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

x_{DW} = 0,546 m Ubicación de carga respecto a o'

e_{DW} = 0,079 m Excentricidad para carga muerta superestructura

HDW_x = 0,000 t Fuerza horizontal de carga capa de rodadura en x

z_{DW} = 1,950 m Altura de aplicación de fuerzas horizontales

MDW = 3,134 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	=	0,546 m	Ubicación de carga respecto a σ'
eLL	=	0,079 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
HLLx	=	0,000 t	Fuerza horizontal de carga viva en x
zLL	=	1,950 m	
MLL	=	8,586 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	=	0,546 m	Ubicación de carga vertical respecto a σ'
eBR1	=	0,079 m	Excentricidad BR
zBR	=	1,950 m	Altura para fuerza frenado desde nivel inferior de zapata
MBR	=	31,777 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	1,075	32,829
2	1,814	0,450	0,816
3	0,999	0,450	0,449
4	77,805	0,625	48,628
5			
6			
7	14,894	1,075	16,011
8	28,728	1,075	30,883
9	2,851	1,075	3,065
10	2,074	1,075	2,229
Σ	159,704		134,911

PDC	=	159,704 t	
xDC	=	0,845 m	Ubicación de carga respecto a σ
eDC	=	-0,220 m	Excentricidad para carga muerta superestructura
MDC	=	-35,096 tm	Momento por DC del estribo en el ycg del cuerpo

4.2.1.6 CARPETA ASFÁLTICA SOBRE LOSA DE APROXIMACIÓN

PDC	=	1,931 t	Carga de capa rodadura en losa aproximación
xDC	=	1,075 m	Ubicación de carga respecto a σ'
eDC	=	-0,450 m	Excentricidad para carga rodadura sobre losa aproximación
MDC	=	-0,869 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	=	4,684 m	Altura promedio para presión de tierras
a	=	13,300 m	Ancho de presión de tierras
p_0	=	2,175 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
EH	=	67,738 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
zEH	=	1,561 m	Ubicación empuje de tierras
MEH	=	105,751 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	=	17,645 t	Empuje de tierras por sobrecarga viva
zLS	=	2,342 m	Ubicación de empuje desde eje xx
MLSh	=	41,320 tm	Momento por LS horizontal en el ycg del cuerpo

4.2.1.9 SISMO

Superestructura:

Clase sitio	E	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 =	1,984 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 =	346,488 tm	

Infraestructura: solo cuerpo

kh =	0,5 kho	
kho =	0,450	
kh =	0,225	
Eqcpo =	0,225 x 159,70	= 35,933 t
zcpo =	2,481 m	Centro de gravedad del cuerpo
MEQcpo =	89,135 tm	Momento sísmico por peso propio cuerpo

Relleno sobre talón

FIG.	PESO	z	M = Pz
13	228,951	2,109	482,744
14	44,905	1,759	78,966
Σ	273,857		561,710

EQearth =	0,225 x 273,86	= 61,618 t
zearth =	2,051 m	Centro de gravedad del relleno trasero
MEQearth =	126,385 tm	Momento sísmico provocado por el relleno en el cuerpo

PIR =	kh(Ww + Ws)	
PIR =	97,551 t	Carga sísmica de peso propio y relleno

Presión lateral del suelo Método de Mononobe - Okabe

KAE =	0,407
PAE =	112,824 t
Δ PAE =	45,085 t
Z Δ =	0,625 h
MEAE =	132,033 tm

Total:

EQ100 =	317,277 t	EQ50 =	268,502 t	EQ50 =	294,735 t
MEQ100 =	694,041 tm	MEQ50 =	586,281 tm	MEQ50 =	628,025 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 =	1,950 m	Altura hasta apoyo de superestructura
MTU =	11,057 tm	

4.2.1.10.2 CONTRACCIÓN

HuSH =	5,250 t	Fuerza total en un m de cuerpo
zSH =	1,984 m	
MSH =	10,416 tm	

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	30,539	3,317	101,289
2	1,814	2,125	3,856
3	0,999	1,984	1,982
4	77,805	0,975	75,860
5			
6			
7	14,894	4,100	61,069
8	28,728	4,417	126,892
9	2,851	4,791	13,660
10	2,074	5,571	11,551
Σ	159,704		396,158

4.2.2 SOLICITACIONES ÚLTIMAS

4.2.2.1 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	417,904	0,000	-14,698	417,904	0,000	-14,698	417,904	0,000	-14,698
DW	41,606	0,000	2,266	41,606	0,000	2,266	41,606	0,000	2,266
LL	108,680	0,000	8,586	54,340	0,000	4,293	0,000	0,000	0,000
BR	-1,516	16,358	31,777	-0,758	8,179	15,889	0,000	0,000	0,000
EH	0,000	67,738	105,751	0,000	67,738	105,751	0,000	67,738	105,751
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,000	17,645	41,320	0,000	8,823	20,660	0,000	8,823	20,660
TU	0,000	5,670	11,057	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
EQ	0,000	294,735	628,025	0,000	294,735	628,025	0,000	294,735	628,025
Σ =				513,091	379,474	762,184	459,509	371,296	742,003

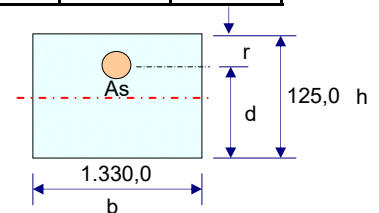
4.2.2.2 ESTADO LÍMITE RESISTENCIA 1

TIPO	P	H	M	P _{umax} t	H _{umax} t	M _{umax} tm	P _{umin} t	H _{umin} t	M _{umin} tm
DC	417,904	0,000	-14,698	522,379	0,000	-18,373	376,113	0,000	-13,228
DW	41,606	0,000	2,266	62,408	0,000	3,398	27,044	0,000	1,473
LL	108,680	0,000	8,586	190,190	0,000	15,025	190,190	0,000	15,025
BR	-1,516	16,358	31,777	-2,653	28,626	55,610	-2,653	28,626	55,610
EH	0,000	67,738	105,751	0,000	101,607	158,626	0,000	60,964	95,176
EV	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,000	17,645	41,320	0,000	30,879	72,311	0,000	30,879	72,311
TU	0,000	5,670	11,057	0,000	2,835	5,528	0,000	2,835	5,528
SH	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
EQ	0,000	294,735	628,025	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				772,325	163,947	292,126	590,694	123,304	231,894

4.2.3 DISEÑO

4.2.3.1 DIMENSIONES

b = 1330,00 cm
h = 125,00 cm



4.2.3.2 ARMADURA

f_c = 280 kg/cm²
F_y = 4200 kg/cm²
b = 1330,00 cm
h = 125,00 cm
r = 10,00 cm
de = 115,00 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 I_g/ y_t = M_{cr} = 1242,58 tm

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
762,184	1.013,705	236,43	177,15	236,43

As/m = 17,78 cm²/m

Usamos: 1 φ 20 mm a 0,20

1 φ 16 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 = 25,76 cm²/m

b = 100,00 cm

β_l = 0,85

d = 115,0 cm

c = 5,348 cm

ε_t = 0,0615 >

Bien 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

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

$$h = 125,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Por cara, en cada dirección}$$

$$A_{s\text{final}} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usar: } 1 \phi 16 \text{ mm a } 0,20 \quad \text{Cara exterior: vertical}$$

$$1 \phi 16 \text{ mm a } 0,20 \quad \text{Armadura horizontal/cara}$$

4.2.3.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: CONTROL DEL FISURAMIENTO

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

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

$$n = 10,00 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$b = 1.330,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho de faja de diseño}$$

CUERPO

$$d_c = 10,0 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento}$$

$$h = 125,0 \text{ cm} \quad \text{Altura total del elemento}$$

$$\beta_s = 1,124$$

TIPO	M tm	Mu tm
DC	-14,698	-14,698
DW	2,266	2,266
LL	8,586	8,586
BR	31,777	31,777
EH	105,751	105,751
EV	0,000	0,000
LS	41,320	41,320
TU	11,057	11,057
SH	0,000	0,000
EQ	628,025	0,000
Σ	=	186,058

$$M = 13,989 \text{ tm/m} \quad \text{Servicio I}$$

$$A_s = 25,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura colocada}$$

$$d = 115,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Altura efectiva en flexión}$$

$$f_s = 544,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.}$$

$$S_{\text{máx}} = 133,04 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima}$$

$$S_{\text{var}} = 20,00 \text{ cm} \quad \text{Separación entre varillas} \quad \text{Bien}$$

4.2.3.6 CORTE

$$V_u = 379,474 \text{ t}$$

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Cortante resistente}$$

$$\phi = 0,9$$

$$V_c = 0,530 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$b_v = 1.330,0 \text{ cm}$$

$$d_v = 103,500 \text{ cm}$$

$$V_c = 1.220,579 \text{ t}$$

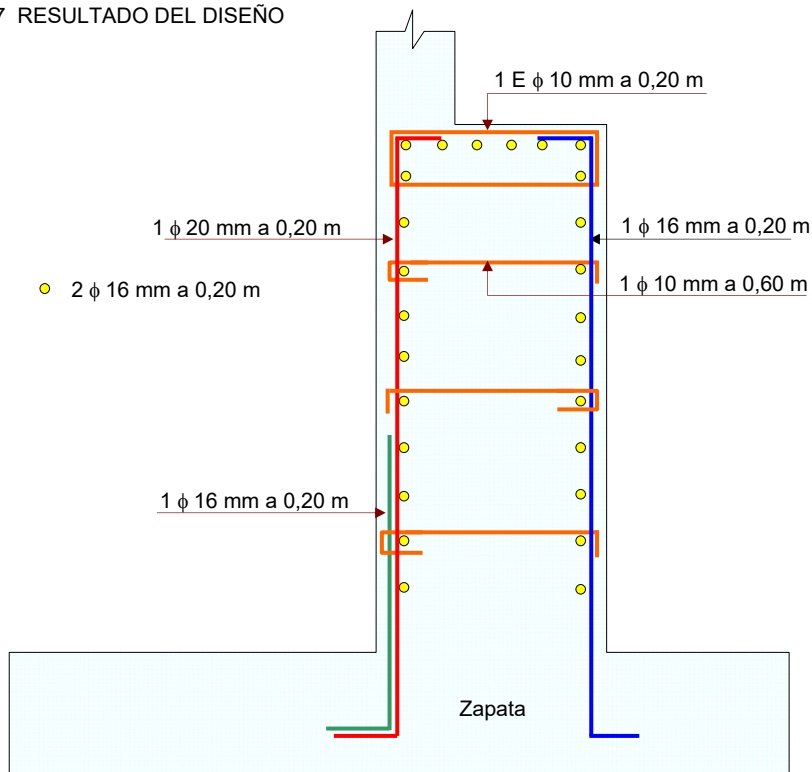
$$V_s = V_p = 0,0 \text{ t}$$

$$V_{n1} = 1.220,58 \text{ t}$$

$$V_{n2} = 9.635,85 \text{ t}$$

$$V_r = 1.098,5 \text{ t} \quad \text{Bien}$$

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 PRESION DE TIERRAS

γ_r = 1,900 t/m³

k_a = 0,244 Peso específico del suelo de relleno

h = 2,734 m Coeficiente de empuje activo

a = 1,000 m Altura promedio para presión de tierras

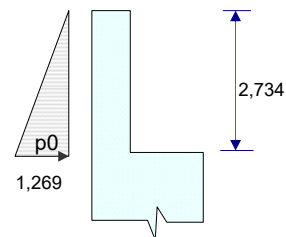
p_0 = 1,269 t/m² Ancho de presión de tierras

EH = 1,735 t Presión máxima sin sobrecarga

zEH = 0,911 m Empuje de tierras normal sin sobrecarga

MEH = 1,581 tm Ubicación empuje de tierras

Momento por presión de tierras sin sobrecarga



4.3.1.5 SOBRECARGA VIVA

heq = 0,914 m Altura de sobrecarga.

p_1 = 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

kh = 0,5 kho

kho = 0,450

kh = 0,225

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

EQpant = 0,225 x 2,30 = 0,517 t

zpant = 1,367 m Centro de gravedad de pantalla

MEQpant = 0,706 tm Momento sísmico por peso propio de pantalla

Relleno

FIG.	PESO	z	M = Pz
1	13,763	1,367	18,811
Σ	13,763		18,811

EQearth = 0,225 x 13,76 = 3,097 t

zearth = 1,367 m Centro de gravedad del relleno trasero

MEQearth = 4,232 tm Momento sísmico provocado por el relleno en el cuerpo

PIR = kh(Ww + Ws)

PIR = 3,613 t Carga sísmica de peso propio y relleno

Presión lateral del suelo

Método de Mononobe - Okabe

KAE = 0,407

PAE = 2,890 t

ΔPAE = 1,155 t

Z_A = 0,625 h

MEAE = 1,974 tm

Total:

EQ = 4,768 t

MEQ = 6,912 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	1,931	0,000	0,000	1,931	0,000	0,000	1,931	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	4,768	6,912	0,000	4,768	6,912	0,000	4,768	6,912
Σ =				5,320	7,356	10,724	4,227	7,083	9,286

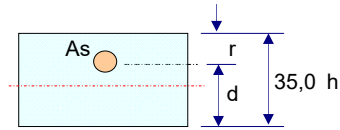
4.3.2.2 ESTADO LIMITE RESISTENCIA I

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	1,931	0,000	0,000	2,896	0,000	0,000	1,255	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	4,768	6,912	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ =				9,592	5,589	10,181	7,148	4,548	9,233

4.3.3 DISEÑO

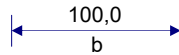
4.3.3.1 DIMENSIONES

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 = 6,00 cm
d = 29,00 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
10,72	7,325	6,82	10,09	10,09

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

4.3.3.3 DUCTILIDAD

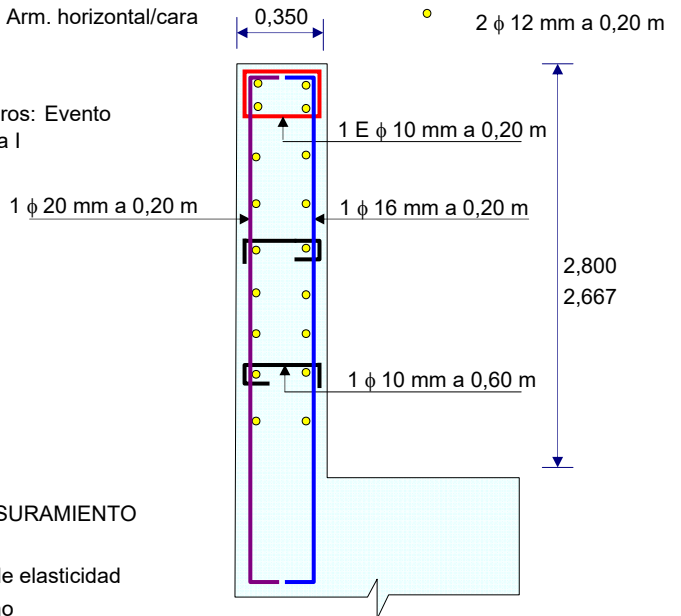
Ascol = 15,71 cm² Bien Armadura colocada
 β_l = 0,85
d = 29,0 cm Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
c = 3,261 cm Altura bloque de compresión
 ϵ_t = 0,0237 > 0,005 Bien No hace falta reducir ϕ

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 Arm. horizontal/cara

4.3.3.5 CORTE

Vu = 7,356 t Máximo valor de cuadros: Evento
Vr = ϕ Vn Extremo I y Resistencia I
 ϕ = 0,9 Cortante resistente
Vc = 0,530 $\sqrt{f_c}$ bv dv
bv = 100,0 cm
dv = 26,100 cm
Vc = 23,143 t
Vs=Vp= 0,0 t
Vn1 = 23,143 t
Vn2 = 182,700 t
Vr = 20,828 t Bien



4.3.3.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: CONTROL FISURAMIENTO

γ_e = 0,75 Condición de exposición.
n = 10,00 Relación de módulos de elasticidad
b = 100,00 cm Ancho de faja de diseño
dc = 6,0 cm Recubrimiento
h = 35,0 cm Altura total del elemento
 β_s = 1,296

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	6,912	0,000
Σ		6,044

M	=	6,044 tm	Servicio I
As	=	15,71 cm ²	Armadura colocada
d	=	29,00 cm ²	Altura efectiva en flexión
y	=	8,10 cm ²	Ubicación eje neutro
I _{tranf}	=	86.329 cm ⁴	Inercia de la sección transformada
f _s	=	1.463,0 kg/cm ²	Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.
smáx	=	37,25 cm	Separación máxima
Svar	=	20,00 mm	Separación entre varillas Bien

4.4 PANTALLA LATERAL

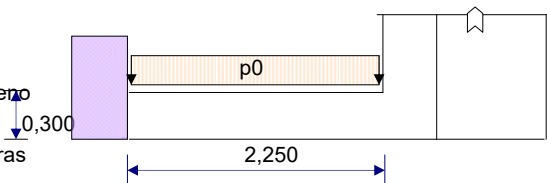
4.4.1 CARGAS Y SOLICITACIONES

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	=	2,250 m	Longitud de diseño pantalla
γ _r	=	1,900 t/m ³	Peso específico del suelo de relleno
k _a	=	0,244	Coefficiente de empuje activo
h	=	4,117 m	Altura máxima de presión de tierras
a	=	1,000 m	Ancho de presión de tierras
p ₀	=	1,912 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
VEH	=	2,151 t	Corte por presión de tierras
MEH	=	0,968 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	=	0,319 t	Corte por sobrecarga
MLSh	=	0,143 tm	Momento por LS

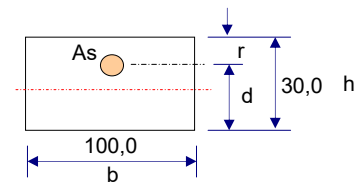
4.4.2 ESTADO LÍMITE RESISTENCIA I

TIPO	H t	M tm	H _{umax} t	M _{umax} tm
EH	2,151	0,968	3,226	1,452
EV	0,000	0,000	0,000	0,000
LS	0,319	0,143	0,558	0,251
Σ	=		3,784	1,703

4.4.3 DISEÑO

4.4.3.1 DIMENSIONES

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



4.4.3.2 ARMADURA

f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4.200 kg/cm ²
b	=	100,00 cm
h	=	30,00 cm
r	=	6,00 cm
d	=	24,00 cm

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

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

$$Mu_{\min 2} = 1,072 \text{ fr } Ig/yt = Mcr = 5,381 \text{ tm}$$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
1,70	2,265	2,52	1,89	2,52

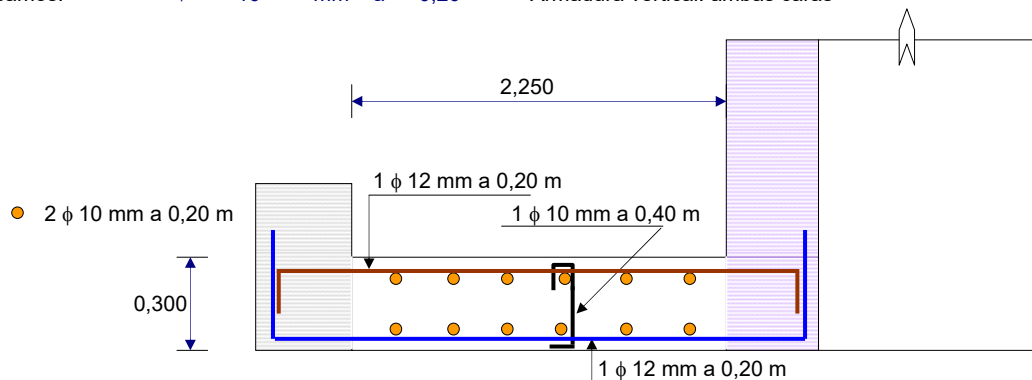
Usamos: 1 φ 12 mm a 0,20 Cara en contacto suelo

4.4.3.3 DUCTILIDAD

$A_{scol} = 5,65 \text{ cm}^2$ Bien Armadura colocada
 $\beta_1 = 0,85$
 $d = 24,0 \text{ cm}$ Distancia desde la fibra extrema de compresión al cg del acero.
 $c = 1,174 \text{ cm}$ Altura bloque de compresión
 $\epsilon_t = 0,0583 > 0,005$ Bien No hace falta reducir ϕ

4.4.3.4 ARMADURA POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$A_s = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ Por cara, en cada dirección
 $A_{sfinal} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Usamos: 1 ϕ 10 mm a 0,20 Armadura vertical: ambas caras



4.4.3.5 CORTE

$V_u = 3,784 \text{ t}$
 $V_r = \phi V_n$ Cortante resistente
 $\phi = 0,9$
 $V_c = 0,530 \sqrt{f'_c} b_v d_v$
 $b_v = 100,00 \text{ cm}$
 $d_v = 21,60 \text{ cm}$
 $V_c = 19,153 \text{ t}$
 $V_s = V_p = 0,0 \text{ t}$
 $V_{n1} = 19,153 \text{ t}$
 $V_{n2} = 151,200 \text{ t}$
 $V_r = 17,237 \text{ t}$ Bien

4.4.3.6 CONTROL DEL FISURAMIENTO: ESTADO LIMITE DE SERVICIO

$\gamma_e = 0,75$ Condición de exposición.
 $n = 10,00$ Relación de módulos de elasticidad
 $b_v = 100,00 \text{ cm}$ Ancho de faja de diseño
 $d_c = 6,0 \text{ cm}$ Recubrimiento
 $h = 30,0 \text{ cm}$ Altura total del elemento
 $\beta_s = 1,357$

TIPO	M
EH	0,968
EV	0,000
LS	0,143
Σ	1,111

$M = 1,111 \text{ tm}$ Servicio I
 $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ Armadura colocada
 $d = 24,00 \text{ cm}^2$ Altura efectiva en flexión
 $f_s = 944,8 \text{ kg/cm}^2$
 $s_{m\acute{a}x} = 60,80 \text{ cm}$ Separación máxima
 $S_{var} = 20,0 \text{ cm}$ Separación entre varillas Bien

4.5 TRABA SÍSMICA

4.5.1 MATERIALES

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

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

4.5.2 GEOMETRÍA

$$L = 35,00 \text{ cm}$$

Altura de la traba

$$a = 0,45 \text{ cm}$$

Ubicación carga en altura

$$b = 90,00 \text{ cm}$$

Ancho de traba

$$h = 120,00 \text{ cm}$$

Longitud de traba

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

Recubrimiento

$$d = 115,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva

$$A_{cv} = 10.350,00 \text{ cm}^2$$

Area de concreto

$$a/d = 0,00 \text{ OK}$$

$a/d < 1$

4.5.3 CARGAS

$$RDC = 258,20 \text{ t}$$

Reacción carga muerta por estribo

$$RDW = 39,68 \text{ t}$$

Reacción cargas posteriores por estribo

$$A_s = 0,500$$

Aceleración sísmica

$$EQ = 148,94 \text{ t}$$

Fuerza sísmica lateral ($A_s RDC$)

$$\gamma_{EQ} = 1,00$$

Factor de mayoración de carga

$$V_u = 148,94 \text{ t}$$

Carga última sísmica

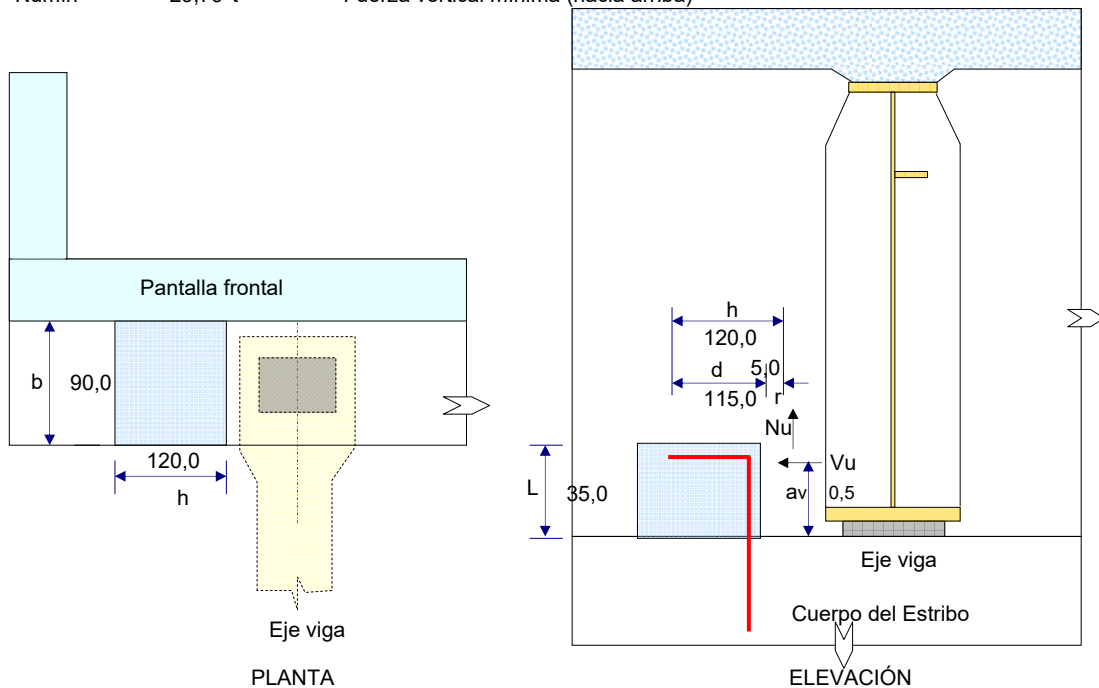
$$N_u = 0,00 \text{ t}$$

Fuerza última vertical (hacia arriba)

$$N_{u\min} = 29,79 \text{ t}$$

Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

ESTADO LÍMITE EVENTO EXTREMO I



4.5.4 DISEÑO

4.5.4.1 CORTE FRICCIÓN

$$A_{vf} = V_n / F_y \mu \lambda$$

La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

$$V_n = V_u / \phi$$

Acero por corte-fricción

$$\phi = 0,9$$

$$\lambda = 1,000$$

$$\mu = 1,0 \lambda$$

$$V_n \max 1 = 0,2 f_c A_{cv}$$

$$V_n \max 2 = 56 A_{cv}$$

$$V_n = 165.486 \text{ kg}$$

$$V_n \max 1 = 579.600 \text{ kg}$$

$$V_n \max 2 = 579.600 \text{ kg}$$

=

Carga exterior factorizada

$$1,00$$

$$1,00$$

$$56 A_{cv}$$

$$=$$

$$=$$

$$=$$

=

Cortante resistente

Cortante resistente

Exterior

$$\begin{aligned} V_n \text{ máx} &= 579,60 \text{ t} && \text{Usar el menor} && \text{Interior} \\ V_n &< V_n \text{ máx} && \text{OK: Sección suficiente} \\ A_{vf} &= 39,40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a = 0,67 \text{ tm} \\ M_n &= N_u(h - d) = 1,49 \text{ tm} \\ A_f &= [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d \\ j d &= 0,85 d = 97,75 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \\ A_f &= 0,58 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

4.5.4.4 ARMADURA PRINCIPAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_s &= 2/3 A_{vf} + A_n = 34,15 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_s &= A_f + A_n = 8,46 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_s &= 34,15 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

4.5.4.5 ARMADURA LATERAL

$$\begin{aligned} \text{A } A_h &= 1/3 A_{vf} = 11,38 \text{ cm}^2 \\ \text{B } A_h &= 1/2 A_f = 0,29 \text{ cm}^2 \\ \text{Usar:} \\ A_h &= 11,38 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

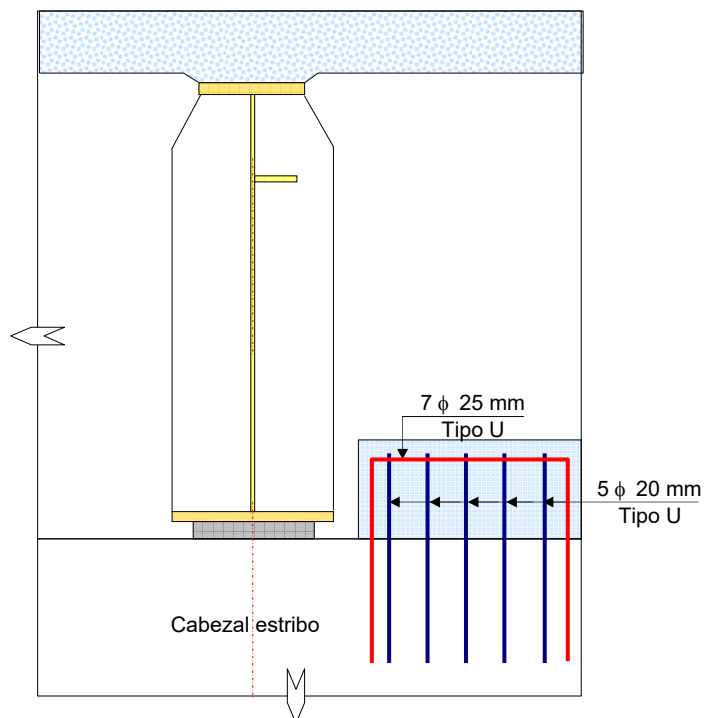
Colocar como estribos en los 2/3 d, medido la cara en contacto con la viga

4.5.4.6 ARMADURAS MÍNIMAS

$$\begin{aligned} A_{s\text{mín}} &= 0,04 f_c b d / F_y \\ A_{s\text{mín}} &= 27,60 \text{ cm}^2 \\ A_{h\text{mín}} &= 0,5(A_s - A_n) \\ A_{h\text{mín}} &= 13,13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

4.5.4.7 ARMADO

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



5.11 DISEÑO DEL PILOTE

5.11.1 CARGAS Y COMBINACIONES

Para el caso de que fricción entre el suelo y la zapata no sea total, y que los pilotes reciban el exceso de esta fuerza que no toma la fricción, se producirá flexión en los pilotes

Flexión en pilote

Hut =	515,758 t	Fuerza horizontal total		
Ff =	276,069 t	Fuerza de fricción (60% asumida para zapata)	tg ϕ_1 =	0,466
Fp =	239,689 t	Fuerza lateral en pilotes		
Np =	9	Número de pilotes.		
Hupx =	26,632 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote		
Hupy =	10,665 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote		
Hup =	28,688 t	Fuerza horizontal total en el pilote.		

Altura libre:

Para arenas:

he =	$1,8 [E_p I_w / nh]^{0,2}$	Altura embebida en el suelo hasta empotramiento
Ep =	$12000 \sqrt{f'c}$	200798,4 kg/cm ² = 2868,549 ksi
Dp =	2,625 ft	
Iw =	2,330 ft ⁴	
nh =	0,417	Estudio suelos: 43,98 ksi/pie
he =	3,804 m	
Mup =	109,132 tm	Momento máximo del pilote

Similar al obtenido en el estudio geotécnico, incluido licuefacción.

Table C10.4.6.3-2—Rate of Increase of Soil Modulus with Depth n_s (ksf/ft) for Sand

Seco o húmedo		
Consistency	Dry or Moist	Submerged
Loose Suelta	0.417	0.208
Medium	1.11	0.556
Dense	2.78	1.39

Carga vertical en pilote

PDD =	0,000 t	Carga por fricción negativa total.
ϕ_{DD} =	1,250	
PuDD =	0,000	Carga última por fricción negativa

Pup = 184,232 t Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.

e = 0,592 m

Dp = 0,800 m

r = 7,50 cm

Ag = 5.026,55 cm²

Asmín = 50,27 cm² 1% de Ag.

Usamos: 16 ϕ 28 mm Armadura longitudinal principal

As = 98,5 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

F_y = 4200 kg/cm²

c bal = 42,937 cm

e bal = 0,307 m

ϕ = 0,75

Pn bal = 548,366 t

Pu o = 1.011,493 t

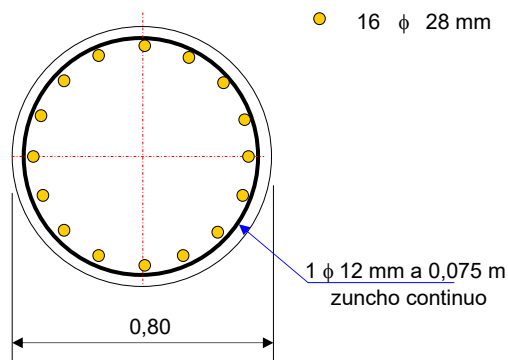
Resultados:

c = 31,700 cm

Pr = 200,732 t

Mr = 118,785 tm

e = 0,592 m



5.11.2 REFUERZO HELICOIDAL MÍNIMO EN LOS PILOTES

Aplicando Art. 10.8.3.9.3 AASHTO LRFD 2020

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_c s} \geq 0,12 \left(\frac{f_c}{f_{yh}} \right)$$

f_c = 280 kg/cm² Resistencia del concreto

f_{yh} = 4.200 kg/cm² Limite de fluencia de la varilla de espiral

h = 80,00 cm Diámetro del pilote

Ag = 5.027 cm² Area bruta de la sección circular

db	=	1,20 cm	Diámetro de la varilla
A _{sp}	=	1,131 cm ²	Área del refuerzo del espiral
rl	=	4,90 cm	Recubrimiento libre de concreto (al borde externo del espiral)
dc	=	70,20 cm	Diámetro del núcleo de la columna, medido en el diámetro exterior del espiral
s	=	7,50 cm	Espaciamiento vertical del espiral.
ρ _{smin}	=	$0,12 \left(\frac{280,00}{4.200,00} \right)$	= 0,0080
ρ _s	=	0,0086	Bien

Espiral.- Usaremos un zuncho continuo ϕ 12 mm a 0,075 m

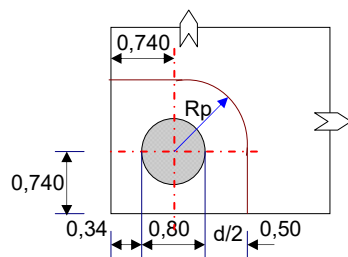
La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga última exterior, tiene un factor de seguridad :

F_s = 1,090 (Este factor puede ser el valor de 1 o mayor. El factor de seguridad está en los factores de resistencia y los factores de carga usados)

5.11.3 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	=	1,000 m	Peralte efectivo.
P _p	=	184,232 t	Carga del pilote.
f _u	=	1,090	Factor mayoración
P _{pu}	=	200,732 t	Calga última del pilote



R _p	=	0,900 m	Radio de punzonamiento
l _p	=	2,894 m	Longitud para punzonamiento.
A _p	=	28.937,17 cm ²	Área resistente al punzonamiento
v _u	=	6,94 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
v _c	=	$\sqrt{f_c}$	Esfuerzo admisible del concreto.
v _c	=	16,73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

5.11.3 VERIFICACION DEL ESPESOR DE LA CAMISA DE ACERO. (USAR SOLO SI ES NECESARIA)

5.11.3.1 PRESION LATERAL

CAMISA RECUPERABLE

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

N_s = 6,00 Nivel superior del pilote (Nc)

N_f = 7,16 Nivel freático (adoptado)

N_{ip} = -7,50 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 = γ_a x ha

ps = γ_{sus} x ha x ka

γ_a = 1,000 t/m³

γ₁ = 1,600 t/m³

γ_{sus} = 1,100 t/m³

ka = 0,244

hs = -1,160 m

ha = 14,660 m

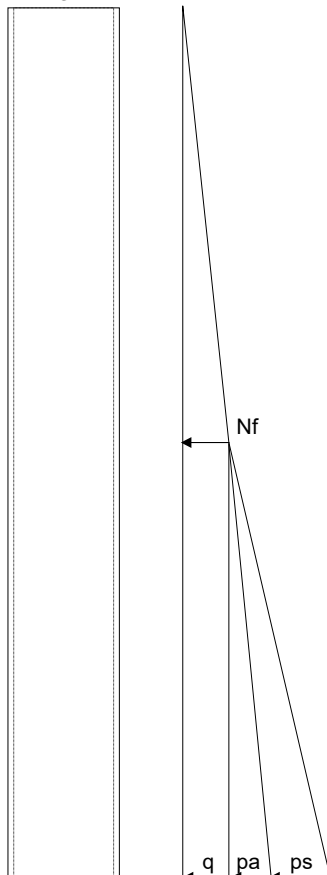
q = 1,600 x 0,244 x -1,160

q = -0,454 t/m² Presión suelo (N_s a N_f)

pa = 14,660 t/m² Presión agua

ps = 3,941 t/m² Presión suelo saturado

p = 18,148 t/m² Presión total



5.11.3.2 ESFUERZOS

Esfuerzos en la camisa.

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

$$p = 1,81 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$\sigma = 122,80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de compresión axial en dirección circular máximo, en la parte inferior de la camisa (por presión lateral)}$$

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

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

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

Tratándose de camisa recuperable, el espesor será el requerido para su hundimiento y recuperación.

4.6 DISEÑO DEL TABLERO DEL ESTRIBO

4.6.1 DATOS

Sobrecarga: HL - 93

$$S = L_c = 2,625 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad \text{Ancho de diseño}$$

$$A_t = 13,30 \text{ m} \quad \text{Ancho total del puente}$$

4.6.2 ESPESOR DEL TABLERO

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

$$t \geq 0,225 \text{ m}$$

$$t = 0,400 \text{ m} \quad \text{Adoptado}$$

4.6.3 CARGAS Y SOLICITACIONES

4.6.3.1 CARGA MUERTA:

Carga muerta del tablero

$$w_t = 0,960 \text{ t/m}$$

Carga de acabados:

Protecciones

$$w_p = 0,691 \text{ t/m}$$

Acera

$$w_a = 0,950 \text{ t/m}$$

Capa rodadura

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

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

$$w_{DC}/m = 0,123 \text{ t/m}$$

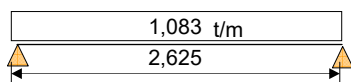
$$w_{DW}/m = 0,097 \text{ t/m}$$

Carga muerta total:

$$w_{DC} = 1,083 \text{ t/m}$$

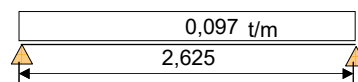
Carga de capa de rodadura :

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



$$M_{DC\text{máx}} = 0,933 \text{ tm/ m}$$

$$V_{DC\text{máx}} = 1,422 \text{ t}$$



$$M_{DW\text{máx}} = 0,083 \text{ tm/ m}$$

$$V_{DW\text{máx}} = 0,127 \text{ t}$$

4.6.3.2 CARGA VIVA LL:

Ancho Equivalente

$$E_1 = 250 + 0,42 \sqrt{L_1} W_1 \quad (\text{mm}) \quad L_1, W_1 \quad (\text{mm}) \quad \text{Un carril cargado}$$

$$E_2 = 2100 + 0,12 \sqrt{L_1} W_1 \leq W / NL \quad (\text{mm}) \quad L_1, W_1 \quad (\text{mm}) \quad \text{Dos o más carriles cargados}$$

$$W_c = 11,700 \text{ m} \quad \text{Ancho de calzada}$$

$$W_1 = 9,000 \text{ m} \quad \text{Para un carril cargado}$$

$$W_1 = 11,700 \text{ m} \quad \text{Para dos o más carriles cargados}$$

$$L_1 = 2,625 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo}$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 35

W = 13,300 m Ancho total
 NL = 2
 W/NL = 6,650 m
 E1 = 2.291,4 mm < W/NL ó 9.000,0 mm E1 = 2,291 m
 E2 = 2.765,0 mm < W/NL ó 18.000,0 mm E2 = 2,765 m
 IM = 1,33

Tandem Camión:
 Pt = 5,669 t Pc = 7,270 t
 MLLt = 7,965 tm/Vía MLLc = 9,542 tm/Vía
 VLLt = 17,407 t/Vía VLLc = 14,540 t/Vía

Escogemos el mayor y aplicamos IM

MLL+IM = 12,691 tm/Vía VLL+IM = 23,151 t/Vía

Carga de carril

wLL = 0,952 t/m
 MLLw = 0,820 tm/Vía VLLw = 1,2495 t/Vía

Para un carril cargado

m = 1,2
 E = 2,291 m
 MLL + IM = 7,075 tm / m VLL + IM = 12,778 t / m

Para dos carriles cargados

m = 1
 E = 2,765 m
 MLL + IM = 4,886 tm / m VLL + IM = 8,825 t / m

Las solicitaciones para un metro de ancho de tablero son:

η = 1,000
 MDC = 0,933 tm VDC = 1,422 t
 MDW = 0,083 tm VDW = 0,127 t
 MLL + IM = 7,075 tm VLL + IM = 12,778 t
 Mu = 13,673 tm RESISTENCIA I Vu = 24,330 t

4.6.4 ARMADURAS

Armadura por Flexión:

f_c = 280 kg/cm²
 F_y = 4.200 kg/cm²
 b = 100,00 cm
 h = 40,00 cm
 r = 3,00 cm
 d = 37,00 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 = 9,49 tm

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
13,67	18,186	13,43	10,02	13,43

Usamos: 1 db 14 mm a 0,100 Ascol = 15,39 cm² Bien

Armadura de Distribución

%Asd = $55/\sqrt{S}$ ≤ 50,0

%Asd = 33,95

Asd = % As(+)

Asd = 4,56 cm²

Usar: 1 db 12 mm a 0,200 Ascol = 5,65 cm² Bien

Armadura de Contracción y Temperatura

As = 2,57 cm²/m Por cara, en cada dirección

Asfinal = 2,57 cm²/m

Usar: 1 db 12 mm a 0,200 Ascol = 5,65 cm²

Bien

En la parte superior del tablero, en ambas direcciones.

Corte

Vu = 24,330 t

Vu ≤ ϕ Vn Cortante resistente

ϕ = 0,9

bv = 100,00 cm

dv = 33,30 cm

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

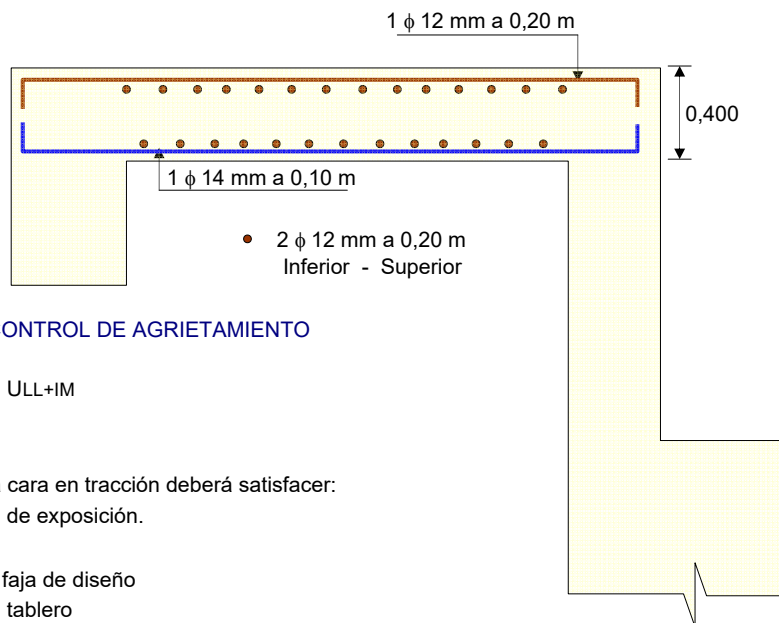
Vc = 29,527 t

Vs=Vp= 0,0 t

Vn = 29,53 t

ϕ Vn = 26,57 t

Bien



4.6.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I: CONTROL DE AGRIETAMIENTO

Combinación Estado límite de servicio

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

M = 8,092 cm²

Ascol = 15,394 cm²

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

γ_e = 0,75 Condición de exposición.

n = 10,0

b = 100,00 cm Ancho de faja de diseño

h = 40,0 cm Altura del tablero

dc = 3,7 cm Recubrimiento

d = 36,300 cm

Obtención de fs por teoría elástica

j = 0,867

fs = $\frac{M}{As j d}$ = 1.670,89 kg/cm²

β_s = 1,146

Smáx = 41,36 cm Separación máxima

Svar = 10,00 cm Separación entre varillas Bien

4.7 DISEÑO DEL PÓRTICO

4.7.1 DATOS:

Sobrecarga: HL - 93

Lc = 6,300 m Luz de cálculo/Cada tramo

b = 0,400 m Ancho de viga

h = 1,100 m Altura de viga

4.7.2 CARGAS Y SOLICITACIONES

4.7.2.1 CARGA MUERTA:

Carga muerta del tablero

wt = 1,080 t/m

Peso propio de la viga

wpp = 1,056 t/m

wDC = 2,136

Carga de Capa de rodadura:

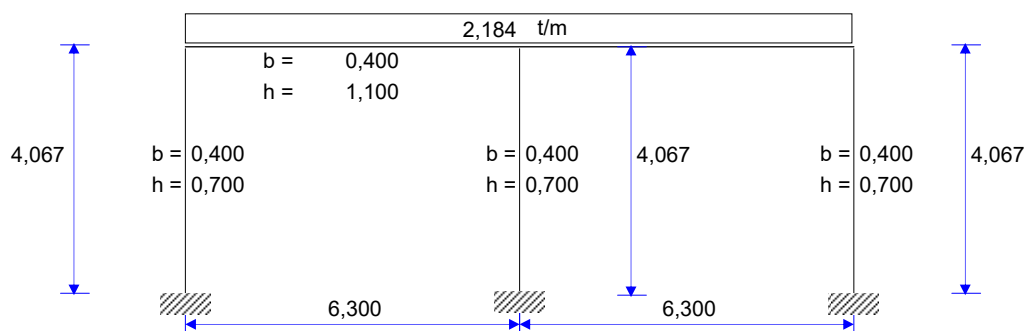
WDW = 0,048 t/m

Carga muerta y de capa de rodadura:

w_{DC+DW} 2,184 t/m

$\gamma_{DC+DW} = 1,256$ Factor de carga para DC+DW

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y CARGAS

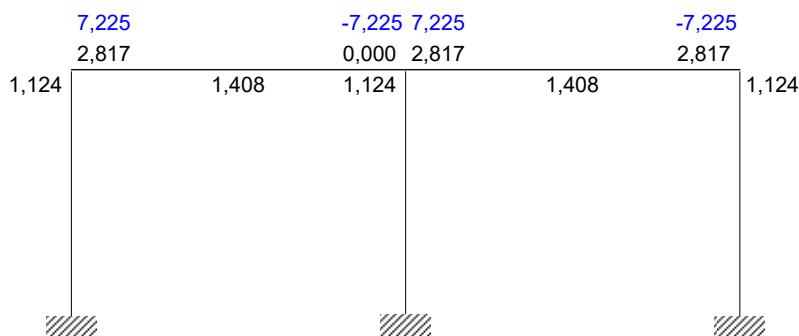


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

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

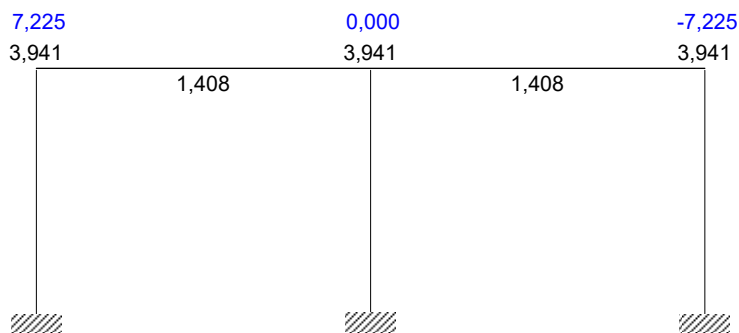
$$a = \frac{k}{2}$$

$$E = 100$$



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

$$f_1(x) = 3,94 \theta_1 + 1,41 \theta_2 + 0,00 \theta_3 = -7,225$$

$$f_2(x) = 1,41 \theta_1 + 3,94 \theta_2 + 1,41 \theta_3 = 0,000$$

$$f_3(x) = 0,00 \theta_1 + 1,41 \theta_2 + 3,94 \theta_3 = 7,225$$

$$\begin{bmatrix} R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -m \end{bmatrix}$$

$$R = \begin{bmatrix} 3,94 & 1,41 & 0,00 \\ 1,41 & 3,94 & 1,41 \\ 0,00 & 1,41 & 3,94 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} 15 \\ 16 \\ 17 \end{matrix}$$

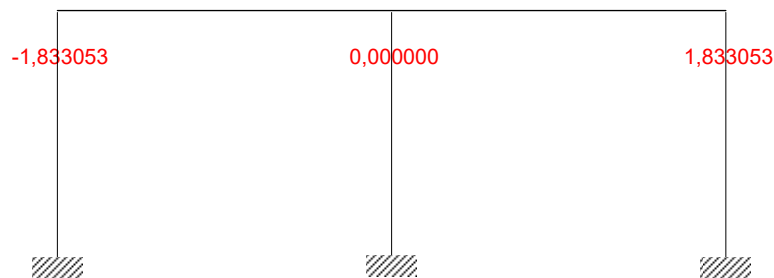
$$-m = \begin{bmatrix} -7,225 \\ 0,000 \\ 7,225 \end{bmatrix}$$

$$R^{-1} = \begin{bmatrix} 0,2972 & -0,1218 & 0,0435 \\ -0,1218 & 0,3407 & -0,1218 \\ 0,0435 & -0,1218 & 0,2972 \end{bmatrix} \quad \{=MINVERSA(C15:E17)\}$$

$$R^{-1} \times -m = \begin{bmatrix} 0,2972 & -0,1218 & 0,0435 \\ -0,1218 & 0,3407 & -0,1218 \\ 0,0435 & -0,1218 & 0,2972 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} -7,225 \\ 0,000 \\ 7,225 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1,833053 \\ 0,000000 \\ 1,833053 \end{bmatrix}$$

GIROS EN LOS NUDOS

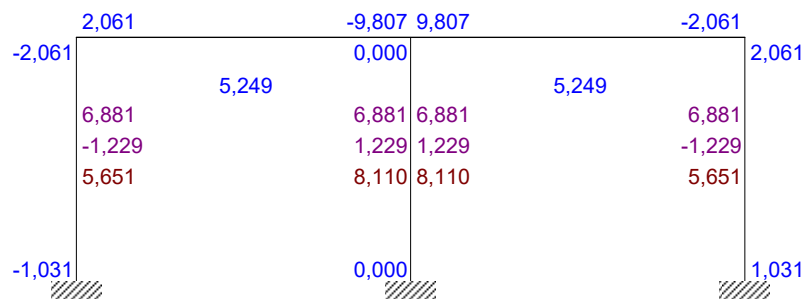


MOMENTOS FINALES DE CARGA MUERTA

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

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

Ecuaciones de Maney

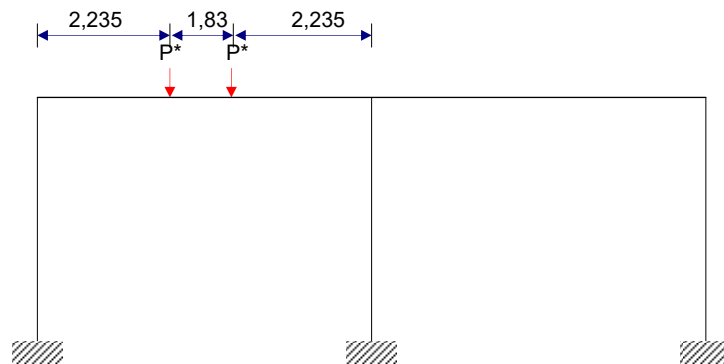


4.7.2.2 CARGA VIVA:

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

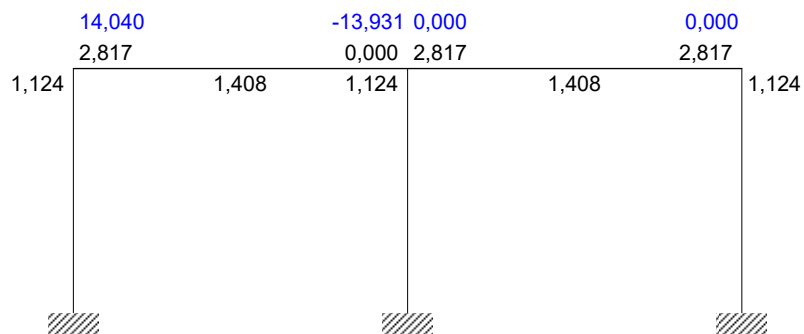
$$P_{c+IM} = 9,669 \text{ t} \quad P^*$$

POSICIÓN 1
 CARGAS

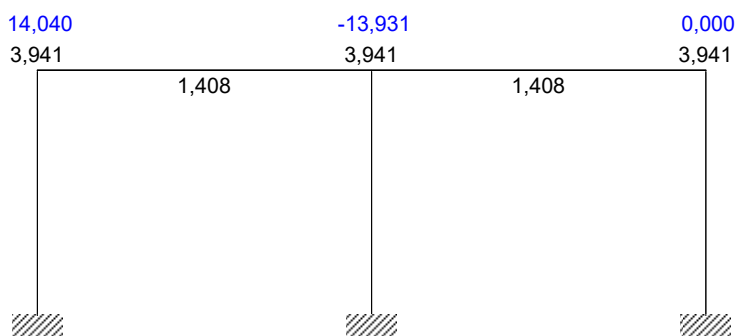


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

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



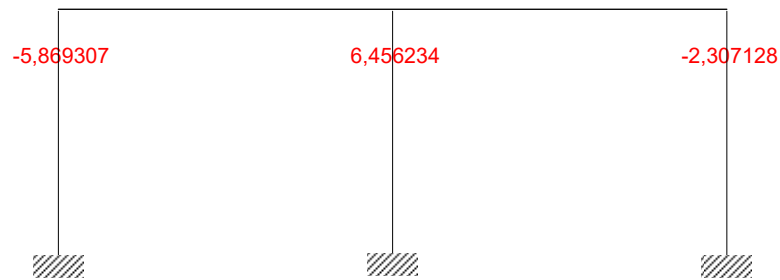
SUMATORIA DE RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



OBTENCIÓN DE GIROS

$$R^{-1} \times -m = \begin{bmatrix} 0,2972 & -0,1218 & 0,0435 \\ -0,1218 & 0,3407 & -0,1218 \\ 0,0435 & -0,1218 & 0,2972 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14,040 \\ 13,931 \\ 0,000 \end{bmatrix}$$

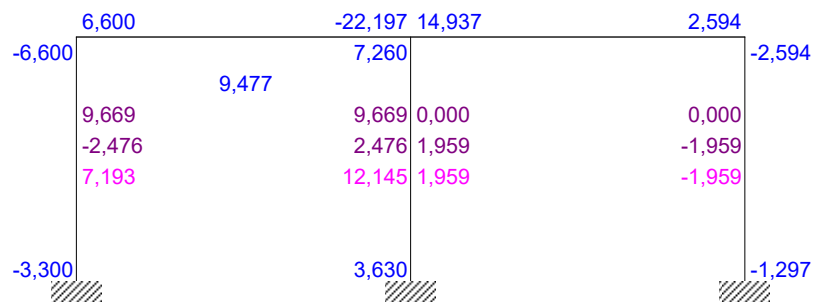
$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5,86931 \\ 6,456234 \\ -2,307128 \end{bmatrix}$$



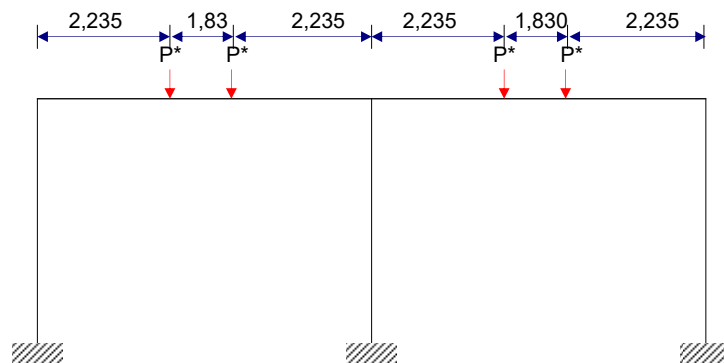
MOMENTOS FINALES DE CARGA VIVA POS. 1

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

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

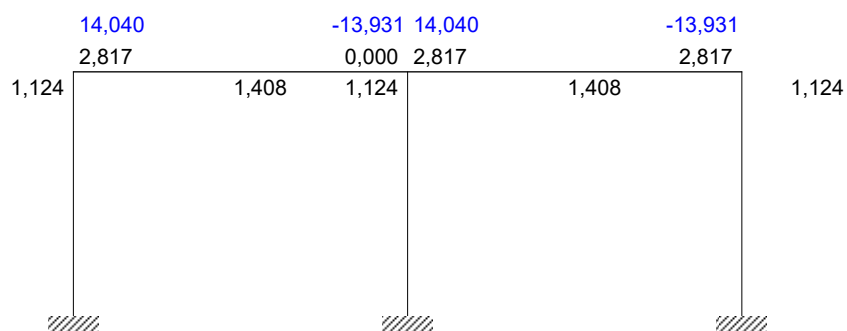


POSICIÓN 2
CARGAS

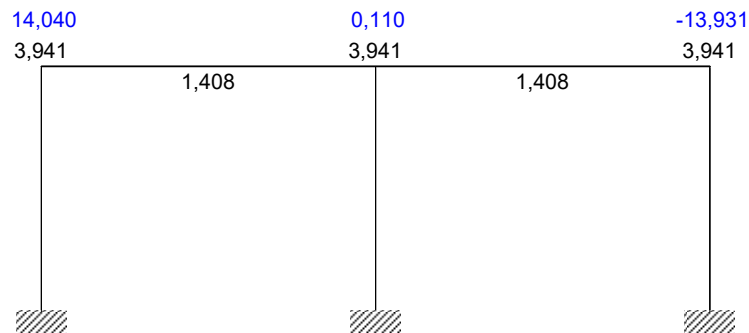


RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

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



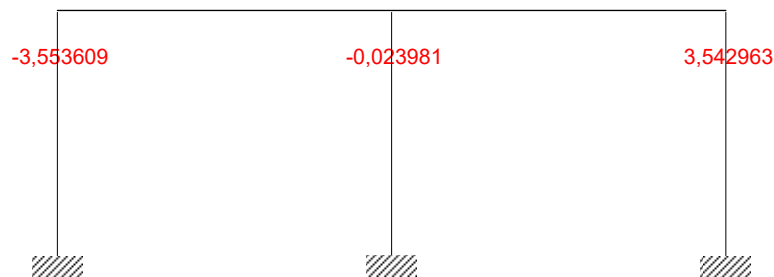
SUMATORIA DE RIGIDECES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



OBTENCIÓN DE GIROS

$$R^{-1} \times -m = \begin{bmatrix} 0,2972 & -0,1218 & 0,0435 \\ -0,1218 & 0,3407 & -0,1218 \\ 0,0435 & -0,1218 & 0,2972 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -14,040 \\ -0,110 \\ 13,931 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3,553609 \\ -0,023981 \\ 3,542963 \end{bmatrix}$$

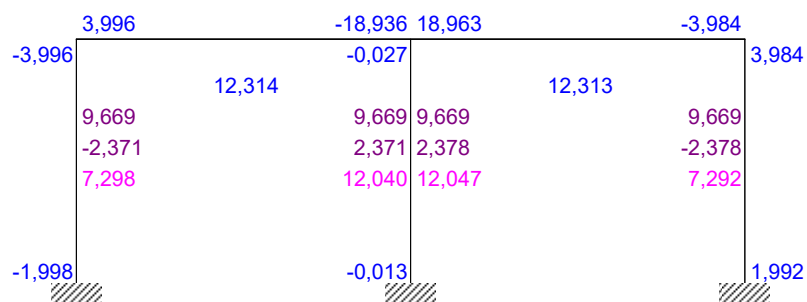


MOMENTOS FINALES DE CARGA VIVA POS. 2

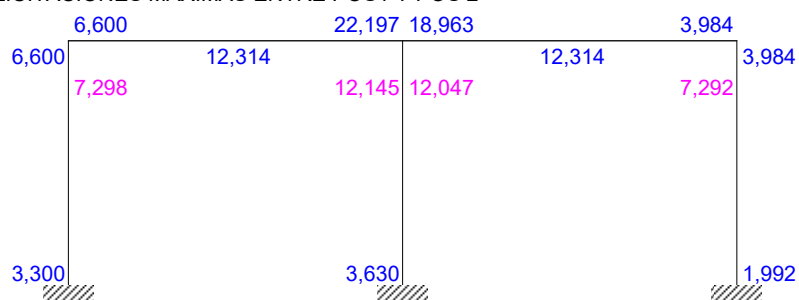
$$M = MF + k\theta + a\theta'$$

Ecuaciones de Maney

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



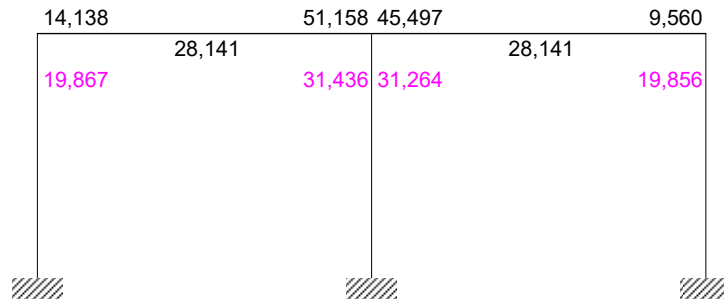
SOLICITACIONES MÁXIMAS ENTRE POS1 Y POS 2



4.7.3 MOMENTOS Y CORTES ÚLTIMOS

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

$$\eta = 1,000$$



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
14,138	18,804	4,79	3,59	4,79
51,158	28,940	7,41	13,26	13,26
28,141	28,940	7,41	7,20	7,41

Usamos:

$$3 \text{ db } 25 \text{ mm} \quad Ascol = 14,73 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ db } 25 \text{ mm} \quad Ascol = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ db } 25 \text{ mm} \quad Ascol = 14,73 \text{ cm}^2$$

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

Corte

$$Vu = 31,44 \text{ t}$$

$$\phi = 0,90$$

$$dv = 94,5 \text{ cm}$$

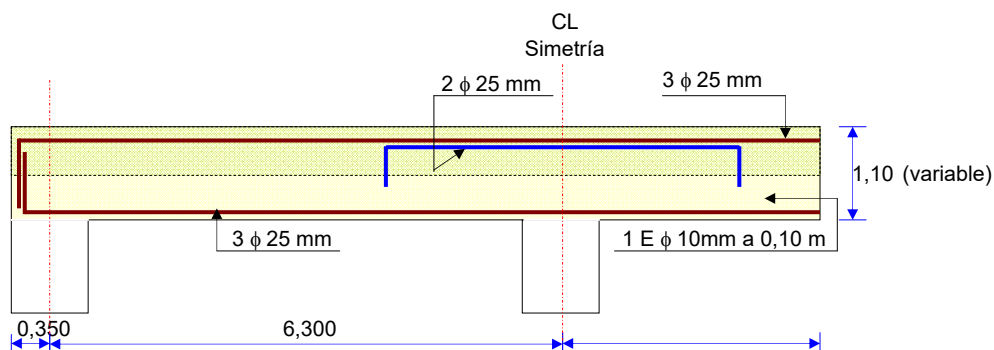
$$vu = 9,24 \text{ kg/cm}^2 \quad vc = 8,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = AvF_y / (vu - vc)b$$

$$Av = 1,57 \text{ cm}^2 \quad E \phi 10 \text{ mm}$$

$$S = 443,25 \text{ cm}$$

Colocar: 1 E ϕ 10 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 = 16,220 t
PLL+IM = 24,087 t
PDCpp = 2,363 t
MDC+DW = 0,000 tm
MLL+IM = 0,027 tm

Columna exterior

PDC+DW = 5,651 t
PLL+IM = 7,298 t
PDCpp = 2,363 t
MDC+DW = 2,061 tm
MLL+IM = 3,996 tm

RESISTENCIA I

$P_u = 65,485 \text{ t}$
 $M_u = 0,059 \text{ tm}$
 $e = 0,001 \text{ m}$
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 40,00 \text{ cm}$
 $h = 70,00 \text{ cm}$
 $r = 7,00 \text{ cm}$
 $d = 63,00 \text{ cm}$

Armadura:

$A_g = 2.800,00 \text{ cm}^2$ Area de la columna.- concreto
 $A_{s\text{mín}} = 28,00 \text{ cm}^2$ 1% de A_g .- como columna

Flexión:

$M_u = 11,368 \text{ tm}$
 $A_{scal} = 4,86 \text{ cm}^2$

Usamos: 4 ϕ 20 mm

$A_s = 12,57 \text{ cm}^2$ En la caras exteriores

Armado total de columna:

Usamos: 8 ϕ 20 mm
4 ϕ 16 mm

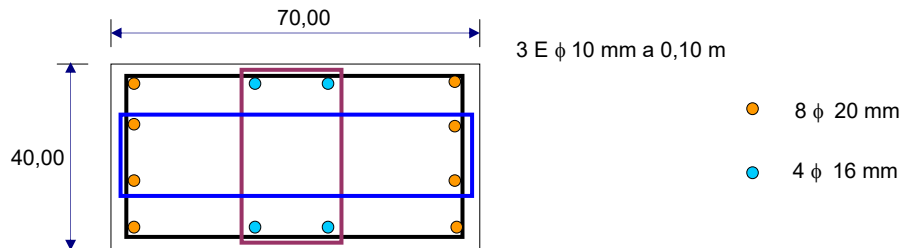
$A_s = 25,13 \text{ cm}^2$

$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

$A_{st} = 33,18 \text{ cm}^2$

Flexocompresión:

Armado de la columna.- lo hacemos según lo indicado



A1 = 4 ϕ 20 mm $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$
A2, A3 = 2 ϕ 16 mm $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$
A4 = 4 ϕ 20 mm $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$

Resultados

Columna central

$e = 0,140 \text{ m}$
 $P_r = 425,189 \text{ t}$
 $M_r = 59,350 \text{ tm}$
 $FS = \frac{425,189}{65,485} = 6,49$

$e = 0,498 \text{ m}$
 $P_r = 131,860 \text{ t}$
 $M_r = 65,673 \text{ tm}$
 $FS = \frac{131,860}{22,834} = 5,77$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

INFRAESTRUCTURA: ESTRIBO FINAL ABS. 7+295,00

Hoja:

44

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