

Anexo L

APORTE ACADÉMICO

CÓMPUTOS MÉTRICOS DEL APOORTE ACADÉMICO

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	DIMENSIONES					COMPUTO	COMPUTO
				LARGO	ANCHO	ALTO	ÁREA	VOL.	PARCIAL	TOTAL
OBRAS PRELIMINARES										
1	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE PUENTE	glb								1,00
			1,00						1,00	
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb								1,00
			1,00						1,00	
3	LIMPIEZA Y DESBROCE PARA PUENTE	glb								1,00
			1,00						1,00	
4	LETRERO DE OBRA	pza.								1,00
			1,00						1,00	
5	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURA EXISTENTE	m³								26,31
			1,00	18,40			1,43	26,31	26,31	
INFRAESTRUCTURA										
6	EXCAVACIÓN CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m³								1.141,19
	Estribo lado Pinos Sud		1,00					557,39	557,39	
	Estribo lado Miskas Calderas		1,00					583,80	583,80	
7	RELLENO Y COMPACTADO	m³								168,49
	Estribo lado Pinos Sud		1,00					85,74	85,74	
	Estribo lado Miskas Calderas		1,00					82,75	82,75	
8	HORMIGÓN SIMPLE TIPO A FC=25MPa	m³								148,81
	Estribos:									
	Zapata	m³								77,28

	Volumen 1		2,00			0,60	44,16	26,50	52,99	
	Volumen 2		2,00			0,40	16,56	12,14	24,29	
	Columnas	m ³								24,81
			6,00			4,31	0,96	4,13	24,81	
	Viga Cabezal	m ³								28,29
			2,00	10,25			1,38	14,15	28,29	
	Pantalla Superior	m ³								9,46
			2,00	9,75	0,25	1,94		4,73	9,46	
	Aleros	m ³								8,76
			4,00		0,25		8,76	2,19	8,76	
	Dados de apoyo	m ³								0,22
	Dado externo		4,00	0,55	0,45	0,075		0,02	0,07	
				0,50	0,40	0,025		0,01	0,02	
	Dado interno		4,00	0,55	0,45	0,115		0,03	0,10	
				0,50	0,40	0,025		0,01	0,02	
9	HORMIGÓN SIMPLE TIPO E FC=110 Kg/cm²	m³								8,83
	Estribo lado Pinos Sud		1,00			0,10	44,16	4,42	4,42	
	Estribo lado Miskas Calderas		1,00			0,10	44,16	4,42	4,42	
10	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa	kg								10.417,17
	Estribo lado Pinos Sud		5.208,58						5.208,58	
	Estribo lado Miskas Calderas		5.208,58						5.208,58	
11	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm³								57,60
			8,00	4,00	3,00	0,60		7,20	57,60	
12	RELLENO ESTRUCTURAL PARA GAVIONES	m³								234,54
			1,00					234,54	234,54	

13	COLCHONETA RENO DE 4X2 E=0,30 M PROV. Y CONSTRUCCIÓN	m ³								73,79
	Lado Pinos Sud		1,00			0,30	122,98	36,89	36,89	
	Lado Miscas Calderas		1,00			0,30	122,98	36,89	36,89	
14	GAVIONES CON DIAFRAGMA 2x1x1 PROV. Y CONSTRUCCIÓN	m ³								412,18
			2,00	14,00	1,00	4,00	14,00	56,00	112,00	
			2,00	25,00	1,00	3,00	25,00	75,00	150,00	
			2,00	18,00	1,00	2,00	18,00	36,00	72,00	
			2,00	20,00	1,00	1,00	20,00	20,00	40,00	
			2,00			1,00	7,09	7,09	14,18	
			2,00	12,00	1,00	1,00	12,00	12,00	24,00	
SUPERESTRUCTURA										
15	HORMIGÓN SIMPLE TIPO A FC=25 MPa	m ³								57,34
	Losa del tablero		1,00	29,97	7,30	0,18		39,38	39,38	
	Bordillo		2,00	29,97			0,09	2,76	5,51	
	Acera		2,00	29,97	0,75	0,15		3,35	6,70	
	Diafragmas externos		6,00		0,25		1,67	0,42	2,51	
	Diafragmas internos		6,00		0,25		2,16	0,54	3,24	
16	HORMIGÓN TIPO P FC=35 MPa	m ³								73,13
	Viga (Zona Anclaje)		8,00	1,60			1,07	1,71	13,70	
	Viga (Zona Transición)		8,00	0,40			0,81	0,33	2,60	
	Viga (Zona Alma)		4,00	25,60			0,56	14,21	56,83	
17	LANZAMIENTO O MONTAJE DE VIGA PREFABRICADA	pza.								4,00
			4,00						4,00	

18	DREN TUBO PVC 4" E=40	m							9,00
	Drenaje en calzada		20,00	0,45				9,00	
19	BARANDADO DE H°A° Y F°G°	m							59,94
			2,00	29,97				59,94	
20	JUNTA DE DILATACIÓN	m							15,74
			2,00	7,87				15,74	
21	ACERO DE PRETENSADO FY=1860 MPa	m							3.304,80
	Cable 1		36,00	30,60				1.101,60	
	Cable 2		36,00	30,60				1.101,60	
	Cable 3		36,00	30,60				1.101,60	
22	ANCLAJES PARA 12T 1/2"	pza.							24,00
			24,00					24,00	
23	VAINA DE CHAPA CORRUGADA	m							355,20
	Cable 1		4,00	29,60				118,40	
	Cable 2		4,00	29,60				118,40	
	Cable 3		4,00	29,60				118,40	
24	TESADO E INYECCIÓN	m							355,20
	Cable 1		4,00	29,60				118,40	
	Cable 2		4,00	29,60				118,40	
	Cable 3		4,00	29,60				118,40	
25	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa	kg							6.365,66
			6.365,66					6.365,66	
26	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa EN ELEMENTOS PRETENSADOS	kg							7.642,56
		4,00	1.910,14					7.640,56	

27	SEÑALIZACIÓN VERTICAL	pza.								2,00
			2,00						2,00	
28	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL	glb								1,00
			1,00						1,00	
29	TACHAS REFLECTIVAS BIDIRECCIONALES	pza.								30,00
			30,00						30,00	
ACCESOS										
30	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE ACCESOS	km								0,107
			0,107						0,107	
31	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m ³								1.814,55
	Lado Pinos Sud		1,00					1.434,67	1.434,67	
	Lados Miscas Calderas		1,00					379,88	379,88	
32	RELLENO Y COMPACTADO DE ACCESOS CON MATERIAL DE PRÉSTAMO	m ³								1.694,20
	Lado Pinos Sud		1,00					1.461,57	1.461,57	
	Lados Miscas Calderas		1,00					232,63	232,63	
TRABAJOS COMPLEMENTARIOS										
33	LIMPIEZA GENERAL	glb								1,00
			1,00						1,00	
34	PLACA DE ENTREGA DE OBRA	pza.								1,00
			1,00						1,00	

PRESUPUESTO POR ÍTEMES Y GENERAL DEL PROYECTO CON ESTRIBO ABIERTO
(En Bolivianos)

PUENTE VEHICULAR PINOS SUD

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Numeral)	PRECIO UNITARIO (Literal)	PRECIO TOTAL (Numeral)
01: OBRAS PRELIMINARES						
1	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE PUENTE	glb	1,00	13.475,46	Trece Mil Cuatrocientos Setenta y Cinco 46/100	13.475,46
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1,00	50.081,61	Cincuenta Mil Ochenta y Uno 61/100	50.081,61
3	LIMPIEZA Y DESBROCE PARA PUENTE	glb	1,00	5.639,76	Cinco Mil Seiscientos Treinta y Nueve 76/100	5.639,76
4	LETRERO DE OBRA	pza.	1,00	2.466,94	Dos Mil Cuatrocientos Sesenta y Seis 94/100	2.466,94
5	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURA EXISTENTE	m3	26,31	306,57	Trescientos Seis 57/100	8.066,59
	SUBTOTAL OBRAS PRELIMINARES					79.730,36
02: INFRAESTRUCTURA						
6	EXCAVACIÓN CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	1.141,19	110,78	Ciento Diez 78/100	126.415,90
7	RELLENO Y COMPACTADO	m3	168,49	85,12	Ochenta y Cinco 12/100	14.341,37
8	HORMIGÓN SIMPLE TIPO A FC=25MPa	m3	148,81	3.578,45	Tres Mil Quinientos Setenta y Ocho 45/100	532.523,02
9	HORMIGÓN SIMPLE TIPO E FC=110 Kg/cm2	m3	8,83	1.492,55	Mil Cuatrocientos Noventa y Dos 55/100	13.182,23
10	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa	kg	10.417,17	20,60	Veinte 60/100	214.574,13
11	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	57,60	407,43	Cuatrocientos Siete 43/100	23.467,99
12	RELLENO ESTRUCTURAL PARA GAVIONES	m3	234,54	51,81	Cincuenta y Uno 81/100	12.151,18
13	COLCHONETA RENO DE 4X2 E=0,30 M PROV. Y CONSTRUCCIÓN	m3	73,79	767,98	Setecientos Sesenta y Siete 98/100	56.667,81
14	GAVIONES CON DIAFRAGMA 2x1x1 PROV. Y CONSTRUCCIÓN	m3	412,18	590,83	Quinientos Noventa 83/100	243.528,09
	SUBTOTAL INFRAESTRUCTURA					1.236.851,73
03: SUPERESTRUCTURA						
15	HORMIGÓN SIMPLE TIPO A FC=25 MPa	m3	57,34	3.891,93	Tres Mil Ochocientos Noventa y Uno 93/100	223.157,04

16	HORMIGÓN TIPO P FC=35 MPa	m3	73,13	4.840,54	Cuatro Mil Ochocientos Cuarenta 54/100	353.979,01
17	LANZAMIENTO O MONTAJE DE VIGA PREFABRICADA	pza.	4,00	28.519,20	Veintiocho Mil Quinientos Diecinueve 20/100	114.076,78
18	DREN TUBO PVC 4" E=40	m	9,00	47,56	Cuarenta y Siete 56/100	428,01
19	BARANDADO DE HºAº Y FºGº	m	59,94	630,95	Seiscientos Treinta 95/100	37.819,27
20	JUNTA DE DILATACIÓN	m	15,74	1.277,68	Mil Doscientos Setenta y Siete 68/100	20.110,70
21	ACERO DE PRETENSADO FY=1860 MPa	m	3.304,80	22,47	Veintidós 47/100	74.273,02
22	ANCLAJES PARA 12T 1/2"	pza.	24,00	2.062,73	Dos Mil Sesenta y Dos 73/100	49.505,47
23	VAINA DE CHAPA CORRUGADA	m	355,20	105,41	Ciento Cinco 41/100	37.442,21
24	TESADO E INYECCIÓN	m	355,20	244,04	Doscientos Cuarenta y Cuatro 04/100	86.681,26
25	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa	kg	6.365,66	17,60	Diecisiete 60/100	112.048,40
26	ACERO ESTRUCTURAL FY = 420 MPa EN ELEMENTOS PRETENSADOS	kg	7.642,56	17,60	Diecisiete 60/100	134.524,41
27	SEÑALIZACIÓN VERTICAL	pza.	2,00	2.112,06	Dos Mil Ciento Doce 06/100	4.224,13
28	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL	glb	1,00	4.414,83	Cuatro Mil Cuatrocientos Catorce 83/100	4.414,83
29	TACHAS REFLECTIVAS BIDIRECCIONALES	pza.	30,00	273,24	Doscientos Setenta y Tres 24/100	8.197,29
	SUBTOTAL SUPERESTRUCTURA					1.260.881,83
05: ACCESOS AL PUENTE VEHICULAR						
30	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE ACCESOS	km	0,107	12.425,71	Doce Mil Cuatrocientos Veinticinco 71/100	1.328,81
31	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3	1.814,55	49,58	Cuarenta y Nueve 58/100	89.965,89
32	RELLENO Y COMPACTADO DE ACCESOS CON MATERIAL DE PRÉSTAMO	m3	1.694,20	98,55	Noventa y Ocho 55/100	166.958,88
	SUBTOTAL ACCESOS AL PUENTE VEHICULAR					258.253,58
06: TRABAJOS COMPLEMENTARIOS						
33	LIMPIEZA GENERAL	glb	1,00	2.938,21	Dos Mil Novecientos Treinta y Ocho 21/100	2.938,21
34	PLACA DE ENTREGA DE OBRA	pza.	1,00	2.293,01	Dos Mil Doscientos Noventa y Tres 01/100	2.293,01
	SUBTOTAL TRABAJOS COMPLEMENTARIOS					5.231,22
COSTO TOTAL DEL PROYECTO:						2.840.948,71

DISEÑO DEL ESTRIBO ABIERTO

1. Datos para el diseño

Propiedades de los materiales

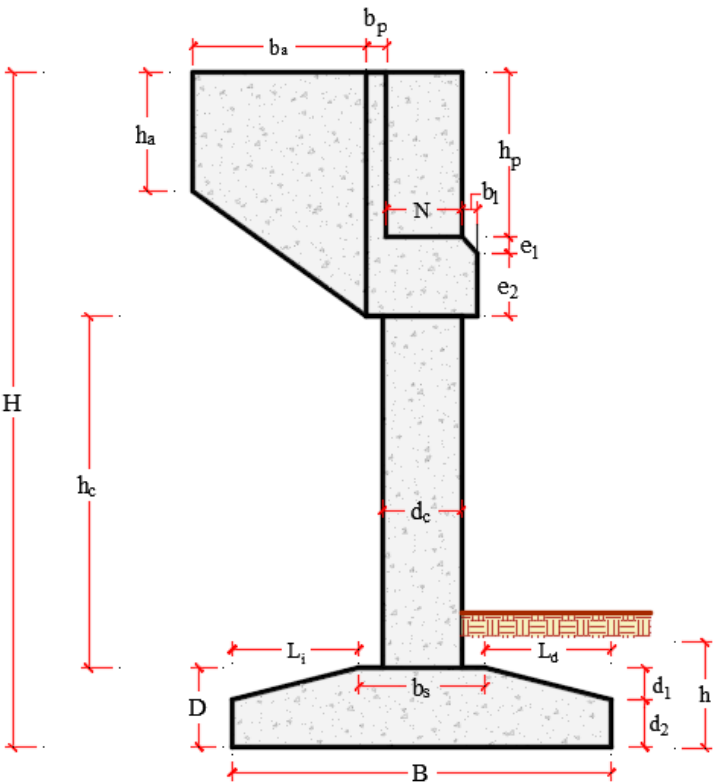
Peso específico del hormigón	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	=	23,54	kN/m ³
Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días	f'_c	=	25	MPa
Resistencia del acero de refuerzo	f_y	=	420	MPa
Peso específico del suelo	γ_s	=	20,70	kN/m ³
Capacidad portante admisible	q_{adm}	=	0,45	MPa
Angulo efectivo de fricción interna	ϕ'_f	=	37°	

Recubrimientos del acero de refuerzo

Recubrimiento de la pantalla superior y aleros	r	=	5,0	cm
Recubrimiento del cabezal y de las columnas	r	=	5,0	cm
Recubrimiento de la cara superior e inferior de la fundación	r	=	7,5	cm

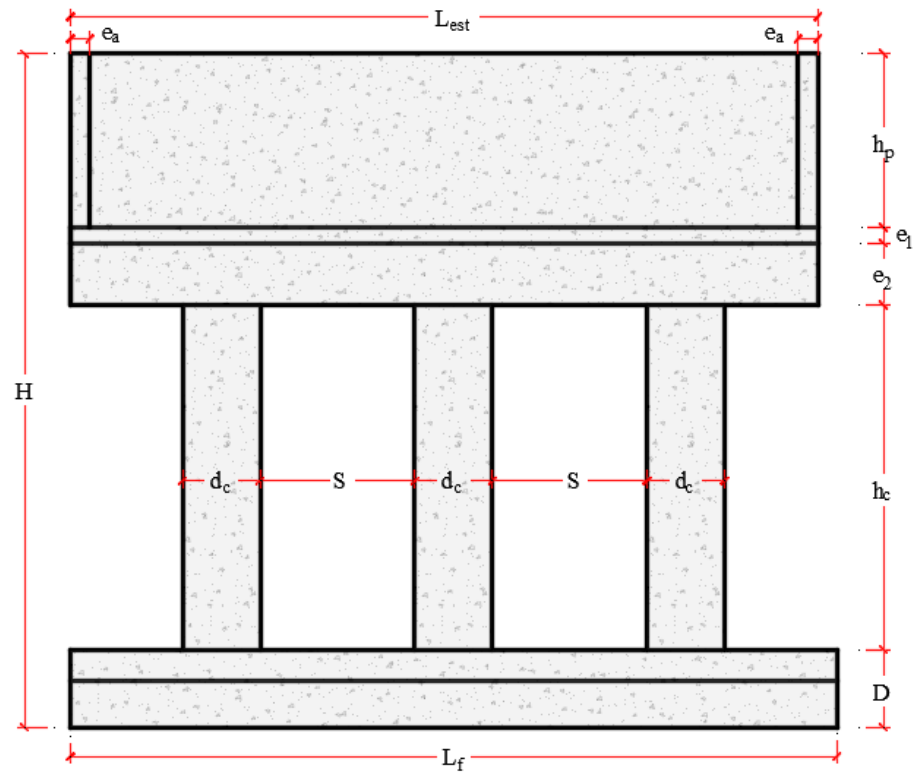
2. Predimensionamiento

Figura L.1 Dimensiones del estribo - vista lateral



Fuente: Elaboración propia

Figura L.2 Dimensiones del estribo - vista frontal



Fuente: Elaboración propia

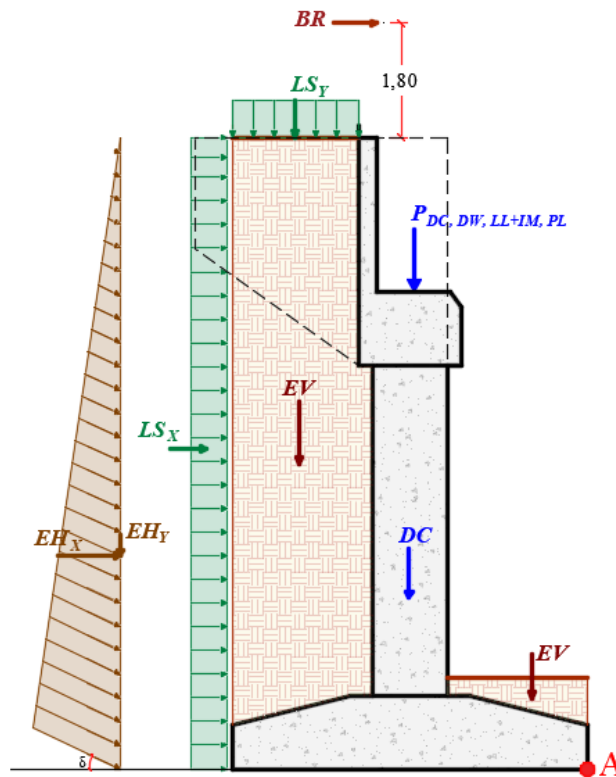
Dimensiones finales del estribo:

Dimensión		Valores (m)	Observación
Altura del estribo	H =	8,25	Dato
Altura del suelo desde la puntera	h =	2,80	Dato
Ancho de la zapata	B =	4,80	Criterio
Altura 1 de zapata	d ₁ =	0,40	Asumido
Altura 2 de zapata	d ₂ =	0,60	Asumido
Altura total de la zapata	D =	1,00	Calculado
Altura de la pantalla superior	h _p =	1,94	Calculado
Altura de chaflán de cabezal	e ₁ =	0,20	Asumido
Altura de cabezal	e ₂ =	0,80	Asumido
Diámetro de columna	d _c =	1,10	Asumido
Altura de columna	h _c =	4,31	Calculado
Long. izq. de inclinación de zapata	Li =	1,50	Criterio
Long. der. de inclinación de zapata	Ld =	1,50	Calculado
Ancho superior de la zapata	b _s =	1,80	Asumido
Espesor de la pantalla superior	b _p =	0,25	Asumido

Longitud de cajuela	N =	0,95	Criterio
Ancho de chaflán de cabezal	b ₁ =	0,20	Asumido
Longitud de estribo	L _{est} =	10,25	Calculado
Separación entre columnas	S =	2,00	Asumido
Longitud de fundación	L _f =	9,20	Criterio
Longitud de alero	b _a =	2,20	Asumido
Altura superior del alero	h _a =	1,50	Asumido
Espesor del alero	e _a =	0,25	Asumido

2. Análisis de cargas

Figura L.3 Cargas actuantes en el estribo



Fuente: Elaboración propia

2.1. Cargas de peso propio (DC)

a) Peso propio de la superestructura

Descripción	Reacción (kN)	
	Viga ext.	Viga int.
DC (Acc. Del tablero, losa, vigas y diafragmas)	404,44	340,96

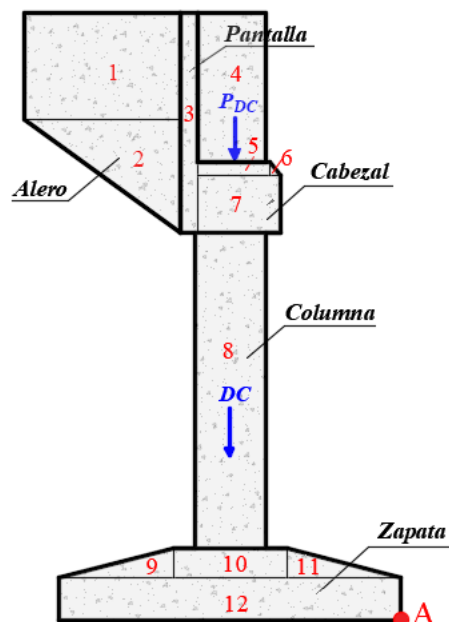
Reacción total DC:

$$P_{DC} = 1490,80 \text{ kN}$$

$$X_A = 2,24 \text{ m}$$

b) Peso propio del estribo de H°A°

Figura L.4 Discretización y componentes del estribo



Fuente: Elaboración propia

Peso específico del hormigón armado $\rightarrow \gamma_{H^\circ A^\circ} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Volumen (m³)	DC_i (kN)	x_i (m)	$DC_i \cdot x_i$ (kN·m)
1	1,65	38,84	4,15	161,19
2	0,79	18,64	3,78	70,54
3	7,53	177,34	2,93	518,73
4	0,92	21,69	2,33	50,43
5	1,95	45,84	2,33	106,59
6	0,21	4,83	1,78	8,61
7	9,43	221,98	2,23	493,91
8	12,29	289,25	2,40	694,21
9	2,76	64,97	3,80	246,89
10	6,62	155,93	2,40	374,23
11	2,76	64,97	1,00	64,97
12	26,50	623,72	2,40	1496,92
Σ	73,41	1728,01		4287,21

$$DC = 1728,01 \text{ kN} \quad ; \quad X_A = \frac{\Sigma DC_i \cdot x_i}{DC} \rightarrow X_A = 2,48 \text{ m}$$

2.2. Carga DW

Peso de la capa de rodadura:

Reacción (kN)	
Viga ext.	Viga int.
30,32	29,46

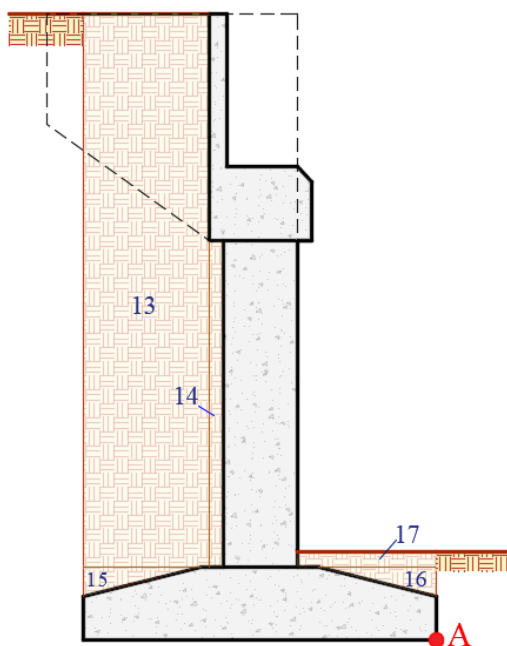
Reacción total DW de la superestructura:

$$P_{DW} = 2 \cdot R_{ext} + 2 \cdot R_{int} = 119,56 \text{ kN}$$

$$X_A = 2,24 \text{ m}$$

2.3. Carga EV (peso del suelo)

Figura L.5 Discretización del área del suelo de relleno



Fuente: Elaboración propia

Peso específico del suelo $\rightarrow \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Volumen (m³)	EV_i (kN)	x_i (m)	$EV_i \cdot x_i$ (kN·m)
13	116,73	2416,21	3,93	9483,61
14	3,965	82,08	3,03	248,29
15	2,760	57,13	4,30	245,67
16	2,760	57,13	0,50	28,57
17	30,64	634,17	0,93	586,60
Σ	156,85	3246,72		10592,74

$$EV = 3246,72 \text{ kN} \quad ; \quad X_A = \frac{\Sigma EV_i \cdot x_i}{EV} \rightarrow X_A = 3,26 \text{ m}$$

2.4. Cargas PL y LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

Descripción	Reacción (kN)	
	Viga ext.	Viga int.
PL	37,87	14,64
LL+IM	396,43	320,18

Reacción total PL y LL+IM:

$$P_{LL+IM} = 1538,24 \text{ kN}$$

$$X_A = 2,24 \text{ m}$$

2.5 Carga LSy (Sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C:

Para cargas vehiculares actuando sobre el terreno, se agrega una porción equivalente de suelo. En la **tabla 3.11.6.4-1** de la normativa indica, que para alturas de estribos mayores a 6 m, la altura de sobrecarga viva será:

$$h' = 0,60 \text{ m}$$

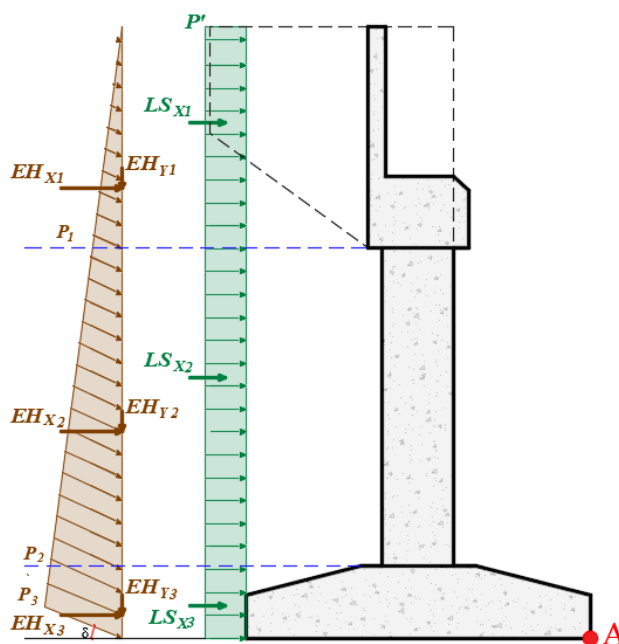
Terreno equivalente extendido desde el talón del estribo $\rightarrow b' = 1,60 \text{ m}$

$$LS_y = \gamma_s \cdot b' \cdot h' \cdot L \rightarrow LS_y = 299,96 \text{ kN}$$

$$X_A = 3,93 \text{ m}$$

2.6. Cargas laterales del terreno

Figura L.6 Cargas laterales del terreno actuantes en el estribo



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del coeficiente ka

El coeficiente de empuje lateral activo (k_a) se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \cdot [\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta)]}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \cdot \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\theta = 90^\circ$ Angulo entre el respaldo de muro y la horizontal

$\phi'_f = 37^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\beta = 0^\circ$ Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

$\delta = 2/3 \cdot \phi'_f = 24,67^\circ$ Angulo de fricción entre el muro y el terreno

Entonces:

$$\Gamma = 3,1099 \rightarrow k_a = 0,2257$$

a) Carga LSx (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_x = H \cdot L \cdot P'$$

Carga distribuida:

$$P' = k_a \cdot \gamma_s \cdot h'$$

Donde:

$$h' = 0,60 \text{ m}$$

Entonces:

$$k_a = 0,2257$$

$$P' = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$$

Elemento		H (m)	L (m)	LS _{x_i} (kN)	y _i (m)	LS _{x_i} · y _i (kN·m)
1	Pantalla	2,94	9,75	80,35	6,78	537,76
2	Columna	4,310	3,30	39,87	3,16	103,45
3	Zapata	1,000	9,20	25,79	0,50	12,61
Σ				146,01		653,82

$$LS_x = 146,01 \text{ kN/m}$$

$$Y_A = \frac{\sum LS_{xi} \cdot y_i}{LS_x} \rightarrow Y_A = 4,48 \text{ m}$$

b) Carga EHx (fuerza horizontal de la presión lateral del suelo)

Presión lateral del suelo actuante en la pantalla superior:

$$EH_{x1} = \frac{1}{2} \cdot H \cdot L \cdot P_1 \cdot \cos(\delta)$$

Presión lateral del suelo actuante en las columnas:

$$EH_{x2} = \left[\frac{1}{2} \cdot (P_2 - P_1) + P_1 \right] \cdot H \cdot L \cdot \cos(\delta)$$

Presión lateral del suelo actuante en la zapata:

$$EH_{x3} = \left[\frac{1}{2} \cdot (P_3 - P_2) + P_2 \right] \cdot H \cdot L \cdot \cos(\delta)$$

Carga distribuida:

$$P = k_a \cdot \gamma_s \cdot H$$

Donde:

$$\delta = 24,67^\circ \quad ; \quad k_a = 0,2257 \quad ; \quad \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$$

Elemento		H (m)	P (kN/m ²)	L (m)	EH _{x_i} (kN)	y _i (m)	EH _{x_i} · y _i (kN·m)
1	Pantalla	2,94	13,73	9,75	178,89	6,29	1125,24
2	Columna	4,31	33,870	3,30	307,65	2,85	877,17
3	Zapata	1,00	38,542	9,20	302,70	0,49	148,10
Σ					789,25		2150,50

$$EH_x = 789,25 \text{ kN}$$

$$Y_A = \frac{\sum EH_{xi} \cdot y_i}{EH_x} \rightarrow Y_A = 2,72 \text{ m}$$

c) Carga EHy (fuerza vertical de la presión lateral del terreno)

Presión lateral del suelo actuante en la pantalla superior:

$$EH_{x1} = \frac{1}{2} \cdot H \cdot L \cdot P_1 \cdot \sen(\delta)$$

Presión lateral del suelo actuante en las columnas:

$$EH_{x2} = \left[\frac{1}{2} \cdot (P_2 - P_1) + P_1 \right] \cdot H \cdot L \cdot \sen(\delta)$$

Presión lateral del suelo actuante en la zapata:

$$EH_{x3} = \left[\frac{1}{2} \cdot (P_3 - P_2) + P_2 \right] \cdot H \cdot L \cdot \sen(\delta)$$

Elemento		H (m)	P (kN/m ²)	L (m)	EHy _i (kN)	x _i (m)	EHy _i · x _i (kN·m)
1	Pantalla	2,94	13,73	9,75	82,16	4,80	394,35
2	Columna	4,31	33,87	3,30	141,29	4,80	678,18
3	Zapata	1,00	38,54	9,20	139,01	4,80	667,27
Σ					362,46		1739,79

$$EH_y = 362,46 \text{ kN} \quad ; \quad X_A = 4,80 \text{ m}$$

2.7. Cargas BR (frenado)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño.
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril, o 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

En este caso se aplicará para dos carriles cargados, entonces:

$$y_{BR} = 1,00$$

$$BR_1 = y_{BR} \cdot (0,25 \cdot 325) \cdot N_{carriles} = 162,50 \text{ kN}$$

$$BR_2 = y_{BR} \cdot [0,05 \cdot (325 + 9,3L) \cdot N_{carriles}] = 59,47 \text{ kN}$$

Se elige el mayor, por lo tanto la fuerza de frenado es:

$$BR = 162,50 \text{ kN}$$

La fuerza de frenado actúa a una altura de 1,8 m por encima de la capa de rodadura:

$$y_a = 10,05 \text{ m}$$

Resumen de cargas verticales:

Carga	Tipo	V (kN)	Xa (m)	Mv (kN·m)
DC	DC	1728,01	2,48	4287,21
PDC	DC	1490,80	2,29	3418,40
PdW	DW	119,56	2,29	274,15
EV	EV	3246,72	3,26	10592,74
PLL+IM	LL+IM	1538,24	2,29	3527,18
LSy	LS	199,96	3,93	784,85
EHy	EH	362,46	4,80	1739,79
Σ		8685,75		24624,34

Resumen de cargas horizontales:

Carga	Tipo	H (kN/m)	Ya (m)	M _H (Kn*m/m)
LSx	LS	146,01	4,48	653,82
EHx	EH	789,25	2,72	2150,50
BR	BR	162,50	10,05	1633,13
Σ		1097,75		4437,45

3. Verificación de la Estabilidad del Estribo

3.1. Caso I – Estribo con puente

a) Estados limites aplicables y combinaciones de carga

Para el chequeo de estabilidad al **vuelco y deslizamiento**, se usará los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad. En este caso será denominado **Resistencia Ia**.

Para el chequeo de presiones en la base, se usará los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. A este caso lo denominaremos **Resistencia Ib** y el de **Servicio I**.

Factores de carga utilizados

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{BR}
Resistencia Ia	0,90	0,65	1,00	-	-	1,75	1,50	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,75	1,50	1,75
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

b) Cargas mayoradas

Cargas verticales (Vu)

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _y	P _{LL+IM}	LS _y	V _u
V (kN)	1728,01	1490,80	119,56	3246,72	362,46	1538,24	199,96	8685,75
γ	0,9	0,9	0,65	1	1,5	0	0	
Resist. Ia	1555,21	1341,72	77,71	3246,72	543,68	0,00	0,00	6765,05
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,5	1,75	1,75	
Resist. Ib	2160,02	1863,50	179,34	4383,07	543,68	2691,92	349,93	12171,46
γ	1	1	1	1	1	1	1	
Servicio I	1728,01	1490,80	119,56	3246,72	362,46	1538,24	199,96	8685,75

Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _y	P _{LL+IM}	LS _y	M _{VU}
M _v (kN·m)	4287,21	3418,40	274,15	10592,74	1739,79	3527,18	784,85	24624,34
γ	0,9	0,9	0,65	1	1,5	0	0	
Resist. Ia	3858,49	3076,56	178,20	10592,74	2609,69	0,00	0,00	20315,68
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,5	1,75	1,75	
Resist. Ib	5359,02	4273,01	411,23	14300,20	2609,69	6172,57	1373,49	34499,20
γ	1	1	1	1	1	1	1	
Servicio I	4287,21	3418,40	274,15	10592,74	1739,79	3527,18	784,85	24624,34

Cargas Horizontales (Hu)

Tipo	LS	EH	BR	Σ
Carga	LS _x	EH _x	BR	Hu (kN)
H (kN)	146,01	789,25	162,50	1097,75
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ia	255,51	1183,87	284,38	1723,75
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ib	255,51	1183,87	284,38	1723,75
γ	1	1	1	
Servicio I	146,01	789,25	162,50	1097,75

Momentos de vuelco por cargas horizontales (Mhu)

Tipo	LS	EH	BR	Σ
Carga	LS _x	EH _x	BR	M _{HU}
M _H (kN·m)	653,82	2150,50	1633,13	4437,45
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ia	1144,19	3225,75	2857,97	7227,91
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ib	1144,19	3225,75	2857,97	7227,91
γ	1	1	1	
Servicio I	653,82	2150,50	1633,13	4437,45

c) Chequeo de la estabilidad y seguridad

Vuelco alrededor del punto A

Cálculo de la excentricidad máxima

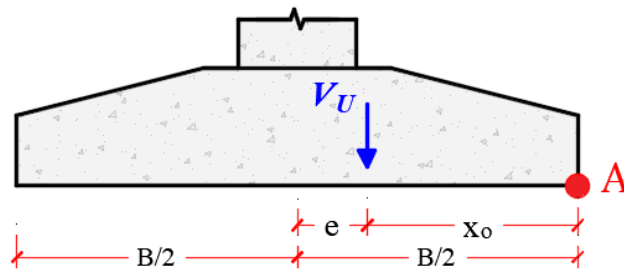
Estado límite de resistencia (Art. 11.6.3.3)

En las fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los nueve décimos centrales ($e \leq 0.45B$).

En este caso un estribo está apoyado sobre suelo rocoso, de modo conservador para ambos estribos, la excentricidad se mantendrá dentro de los dos tercios centrales.

Figura L.7 Excentricidad en la base de la zapata



Fuente: Elaboración propia

Base de la zapata $\rightarrow B = 4,80 \text{ m}$

$$e_{max} = \frac{B}{3} = 1,60 \text{ m}$$

$$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad ; \quad e = \frac{B}{2} - x_o$$

Estado	V_U (kN)	M_{VU} (kN·m)	M_{HU} (kN·m)	x_o (m)	e (m)	e_{max} (m)	Condición
Resist. Ia	6765,05	20315,68	7227,91	1,93	0,47	1,60	Cumple!
Resist. Ib	12171,46	34499,20	7227,91	2,24	0,16	1,60	Cumple!
Servicio I	8685,75	24624,34	4437,45	2,32	0,08	1,60	Cumple!

Seguridad al vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_{VU}}{M_{HU}} \geq 2$$

Estado	M_{VU} (kN·m)	M_{HU} (kN·m)	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resist. Ia	20315,68	7227,91	2,81	2,00	Cumple!
Resist. Ib	34499,20	7227,91	4,77	2,00	Cumple!
Servicio I	24624,34	4437,45	5,55	2,00	Cumple!

Deslizamiento en la base del estribo

Resistencia factorada al deslizamiento (Art. 10.6.3.4)

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} \cdot R_{ep} \geq H_U$$

Donde:

$$R_\tau = C \cdot V_U \cdot \tan(\phi'_f)$$

$C = 1,0$ Para concreto vaciado directamente al suelo

$\phi'_f = 37^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\varphi_\tau = 0,80$ (Tabla 10.5.5.2.2-1)

Como la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones:

$\varphi_{ep} = 0$ Para el estado límite de Resistencia

Entonces:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau$$

Estado	V_U (kN)	R_R (kN)	H_U (kN)	Condición
Resist. Ia	6765,05	4078,26	1723,75	Cumple!
Resist. Ib	12171,46	7337,48	1723,75	Cumple!
Servicio I	8685,75	5236,14	1097,75	Cumple!

Seguridad al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{\mu \cdot V_U}{H_U} \geq 1,5$$

Estado	$\mu \cdot V_U$ (kN)	H_U (kN)	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición
Resist. Ia	5097,83	1723,75	2,96	1,50	Cumple!
Resist. Ib	9171,85	1723,75	5,32	1,50	Cumple!
Servicio I	6545,18	1097,75	5,96	1,50	Cumple!

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Debe cumplir que:

$$q_R \geq q$$

Para el estado límite de Resistencia:

$$q_R = \varphi_b \cdot q_n = \varphi_b \cdot (FS \cdot q_{adm}) \quad (\text{Art. 10.6.3.1.1})$$

Donde:

$\varphi_b = 0,45$ Factor de resistencia para capacidad de carga (**Tabla 10.5.5.2.2-1**)

$FS = 3$

$q_{adm} = 0,45 \text{ MPa}$

Para el estado límite de Servicio I:

$$q_R = q_{adm}$$

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular (**Art. 11.6.3.2**)

$$q_{max} = \frac{V_U}{B \cdot L_f} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{V_U}{B \cdot L_f} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Estado	V_U (kN)	e (m)	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Condición
Resist. Ia	6765,05	0,47	0,242	0,064	0,608	Cumple!
Resist. Ib	12171,46	0,16	0,331	0,221	0,608	Cumple!
Servicio I	8685,75	0,08	0,215	0,178	0,450	Cumple!

3.2. Caso II – Estribo sin puente

a) Cargas mayoradas

Cargas verticales (V_u)

Tipo	DC	EV	EH	LS	Σ
Carga	DC	EV	EHy	LSy	Vu
V (kN)	1728,01	3246,72	362,46	784,85	6122,04
γ	0,9	1	1,5	0	
Resist. Ia	1555,21	3246,72	543,68	0,00	5345,61
γ	1,25	1,35	1,5	1,75	
Resist. Ib	2160,02	4383,07	543,68	1373,49	8460,26
γ	1	1	1	1	
Servicio I	1728,01	3246,72	362,46	784,85	6122,04

Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

Tipo	DC	EV	EH	LS	Σ
Carga	DC	EV	EHy	LSy	Mvu
Mv (kN·m)	4287,21	10592,74	1739,79	784,85	17404,60
γ	0,9	1	1,5	0	
Resist. Ia	3858,49	10592,74	2609,69	0,00	17060,92
γ	1,25	1,35	1,5	1,75	
Resist. Ib	5359,02	14300,20	2609,69	1373,49	23642,39
γ	1	1	1	1	
Servicio I	4287,21	10592,74	1739,79	784,85	17404,60

Cargas Horizontales (Hu)

Tipo	LS	EH	Σ
Carga	LSx	EHx	Hu
H (kN)	146,01	789,25	935,25
γ	1,75	1,5	
Resist. Ia	255,51	1183,87	1439,38
γ	1,75	1,5	
Resist. Ib	255,51	1183,87	1439,38
γ	1	1	
Servicio I	146,01	789,25	935,25

Momentos de vuelco por cargas horizontales (Mhu)

Tipo	LS	EH	Σ
Carga	LSx	EHx	M _{HU}
M _H (kN)	653,82	2150,50	2804,32
γ	1,75	1,5	
Resist. Ia	1144,19	3225,75	4369,94
γ	1,75	1,5	
Resist. Ib	1144,19	3225,75	4369,94
γ	1	1	
Servicio I	653,82	2150,50	2804,32

b) Chequeo de la estabilidad y seguridad

Vuelco alrededor del punto A

Cálculo de la excentricidad máxima

Estado límite de resistencia (**Art. 11.6.3.3**)

Se debe mantener la resultante dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$)

Base de la zapata $\rightarrow B = 4,80 \text{ m}$

$$e_{max} = \frac{B}{3} = 1,60 \text{ m}$$

$$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad ; \quad e = \frac{B}{2} - x_o$$

Estado	V_U (kN)	M_{VU} (kN·m)	M_{HU} (kN·m)	x_o (m)	e (m)	e_{max} (m)	Condición
Resist. Ia	5345,61	17060,92	4369,94	2,37	0,03	1,60	Cumple!
Resist. Ib	8460,26	23642,39	4369,94	2,28	0,12	1,60	Cumple!
Servicio I	6122,04	17404,60	2804,32	2,38	0,02	1,60	Cumple!

Seguridad al vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_{VU}}{M_{HU}} \geq 2$$

Estado	M_{VU} (kN·m)	M_{HU} (kN·m)	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resist. Ia	17060,92	4369,94	3,90	2,00	Cumple!
Resist. Ib	23642,39	4369,94	5,41	2,00	Cumple!
Servicio I	17404,60	2804,32	6,21	2,00	Cumple!

Deslizamiento en la base del estribo

Resistencia factorada al deslizamiento (**Art. 10.6.3.4**)

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau \geq H_U$$

Donde:

$$R_\tau = C \cdot V_U \cdot \tan(\phi'_f)$$

$C = 1,0$ Para concreto vaciado directamente al suelo

$\phi'_f = 37^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\varphi_\tau = 0,80$ (**Tabla 10.5.5.2.2-1**)

Estado	V_U (kN)	R_R (kN)	H_U (kN)	Condición
Resist. Ia	5345,61	3222,57	1439,38	Cumple!
Resist. Ib	8460,26	5100,21	1439,38	Cumple!
Servicio I	6122,04	3690,63	935,25	Cumple!

Seguridad al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{\mu \cdot V_U}{H_U} \geq 1,5$$

Estado	$\mu \cdot V_U$ (kN/m)	H_U (kN/m)	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición
Resist. Ia	4028,21	1439,38	2,80	1,50	Cumple!
Resist. Ib	6375,26	1439,38	4,43	1,50	Cumple!
Servicio I	4613,29	935,25	4,93	1,50	Cumple!

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Debe cumplir que:

$$q_R \geq q$$

Para el estado límite de Resistencia:

$$q_R = \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm})$$

Donde:

$\phi_b = 0,45$ Factor de resistencia para capacidad de carga (**Tabla 10.5.5-1**)

$FS = 3$

$q_{adm} = 0,40$ MPa

Para el estado límite de Servicio I $\rightarrow q_R = q_{adm}$

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular (**Art. 11.6.3.2**)

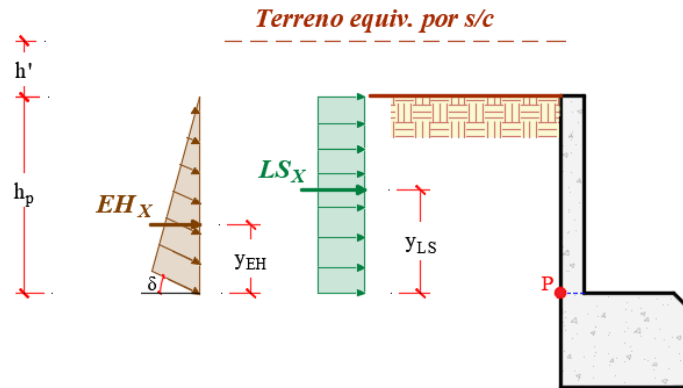
$$q_{max} = \frac{V_U}{B \cdot L_f} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{V_U}{B \cdot L_f} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Estado	V_U (kN)	e (m)	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Condición
Resist. Ia	5345,61	0,03	0,125	0,117	0,608	Cumple!
Resist. Ib	8460,26	0,12	0,221	0,162	0,608	Cumple!
Servicio I	6122,04	0,02	0,141	0,136	0,450	Cumple!

4. Diseño de la Pantalla Superior

4.1. Análisis de cargas

Figura L.8 Cargas consideradas para el diseño de la pantalla superior



Fuente: Elaboración propia

Las cargas y los momentos en la base del espaldar se resume en la siguiente tabla:

Carga	H (kN)	Brazo (m)	M (kN·m)
LS_x	6,44	0,97	6,25
EH_x	8,15	0,85	5,27

4.2. Solicitaciones de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor de $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$

a) Momento de diseño

$$M_U = \eta \cdot (1,75 \cdot M_{LS} + 1,5 \cdot M_{EH}) \rightarrow M_U = 18,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

a) Cortante de diseño

$$V_U = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LS} + 1,5 \cdot V_{EH}) \rightarrow V_U = 23,50 \text{ kN}$$

4.3. Diseño a Flexión

Datos:

M_U	20,40	kN·m
f'_c	25	MPa
f_y	420	MPa
b	1,00	m
h	0,25	m
r	50	mm
ϕ	12	mm
ϕ	0,9	flexión
β	0,85	

Canto útil:

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,20 \text{ m}$$

Altura de compresión:

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 0,51 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 0,60 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 39,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 25,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 25,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 0,68 \text{ cm} ; A_{s_{nec}} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	10	mm	Numero de barras:
$A_{\emptyset} =$	0,785	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	3,46	cm ²	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 4,41 \approx 5$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 20 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\emptyset 10$ c/20 cm
--

b) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

b =	100	cm	$A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$
h =	25	cm	

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto se usa $2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Disposición de armadura secundaria

$$\begin{aligned}\phi &= 10 \text{ mm} \\ A_\phi &= 0,785 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_\phi}{A_{s_{temp}}} = 0,34 \approx 30 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 10 \text{ c}/30 \text{ cm}$

4.4. Revisión por corte

Datos:

$$\begin{aligned}V_U &= 23,50 \text{ kN} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ b &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,25 \text{ m} \\ d &= 0,20 \text{ m} \\ a &= 0,68 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \quad \text{Corte}\end{aligned}$$

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,19 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,18 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,18 \text{ m} \end{cases}$

Entonces:

$$d_v = 0,19 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \rightarrow V_n = 1197,38 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

Donde: $\beta = 2$ (Art. 5.7.3.4.1)

$$V_c = 159,01 \text{ kN}$$

Se verifica si el elemento necesita estribos, la normativa plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c \quad (\text{Art. 5.7.2.3})$$

$$23,50 \text{ kN} > 71,56 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos.

5. Diseño del Alero

5.1. Refuerzo en la cara lateral interior

Para optimizar el diseño, se dispone armadura igual a la dispuesta en la pantalla superior, ya que en el alero y en la pantalla superior la carga lateral del suelo actúa de manera similar y tienen el mismo espesor.

5.2. Refuerzo en la cara transversal

a) Solicitación de diseño

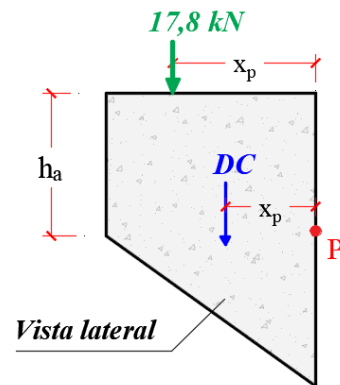
Peso propio

$$DC = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot V = 29,71 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 0,97 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 28,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Camión de diseño

Se considera en una situación desfavorable, la carga de la rueda delantera del camión de diseño HL-93 apoyada sobre el alero. $M_{LL} = 26,7 \text{ kN} \cdot \text{m} ; x_p = 1,50$



Momento de diseño

$$M_U = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LL}) \rightarrow M_U = 82,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Diseño a flexión

Datos:

$$M_U = 82,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 1,50 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 1,44 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1,21$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 1,42 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{S_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{S_{nec}} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

$$\text{Momento mínimo 1} \quad M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} \rightarrow M_{min1} = 354,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento mínimo 2} \quad M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 110,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 110,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 1,61 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	12	mm	Numero de barras:
$A_{\emptyset} =$	1,131	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	2,03	cm ²	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 1,80 \approx 2$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 2,26 \text{ cm}^2$$

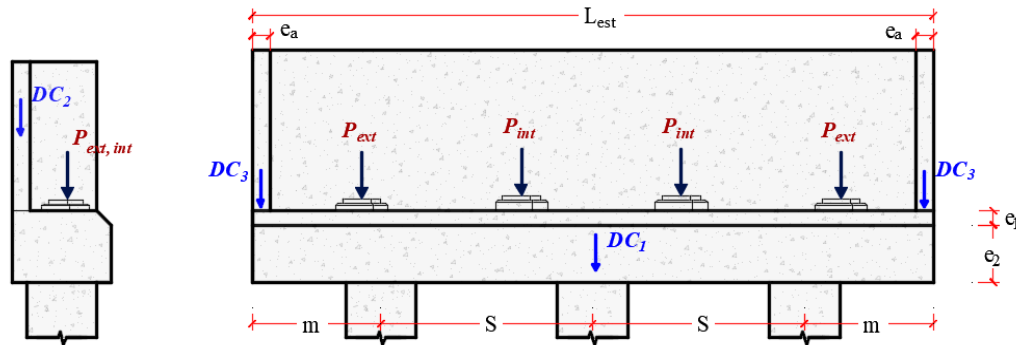
Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: 2 $\emptyset$ 12

6. Diseño de la Viga Cabezal

6.1. Análisis de cargas

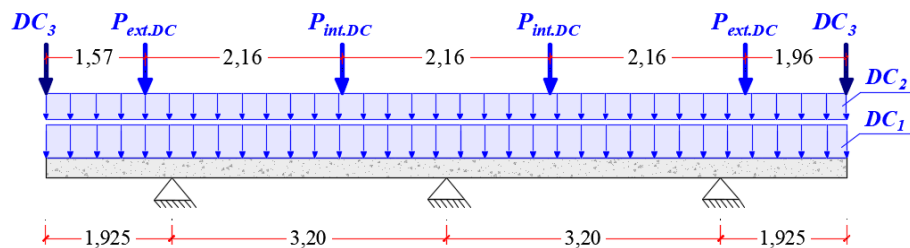
Figura L.9 Cargas consideradas para el diseño del cabezal



Fuente: Elaboración propia

a) Cargas DC

Esquema de cargas:



Cabezal

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$ Peso específico del hormigon armado

$$A = 1,38 \text{ m}^2$$

$$DC_1 = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot A = 32,48 \text{ kN/m}$$

Pantalla superior

$$A = 0,485 \text{ m}^2$$

$$DC_2 = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot A = 11,42 \text{ kN/m}$$

Muro lateral del alero

$$V = 0,46 \text{ m}^3$$

$$DC_3 = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot V = 10,84 \text{ kN}$$

Peso de la superestructura

Descripción	Reacción (kN)	
	Viga ext.	Viga int.
DC (Acc. Del tablero, losa, vigas y diafragmas)	404,44	340,96

b) Cargas DW

Peso de la capa de rodadura:

Reacción (kN)	
Viga ext.	Viga int.
30,32	29,46

c) Cargas PL y LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

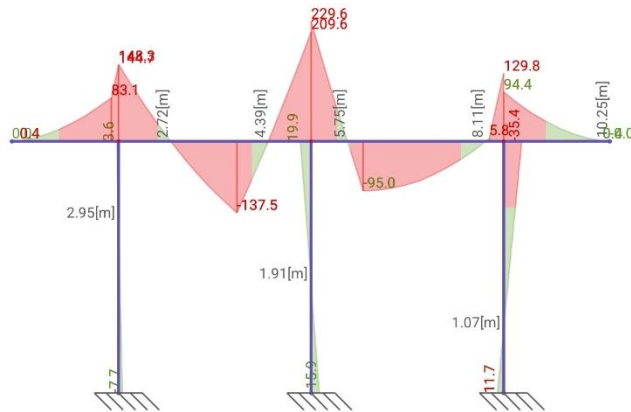
Descripción	Reacción (kN)	
	Viga ext.	Viga int.
PL	37,87	14,64
LL+IM	396,43	320,18
Total	434,30	334,82

6.2. Análisis Estructural

Solicitaciones máximas

a) Cargas DC

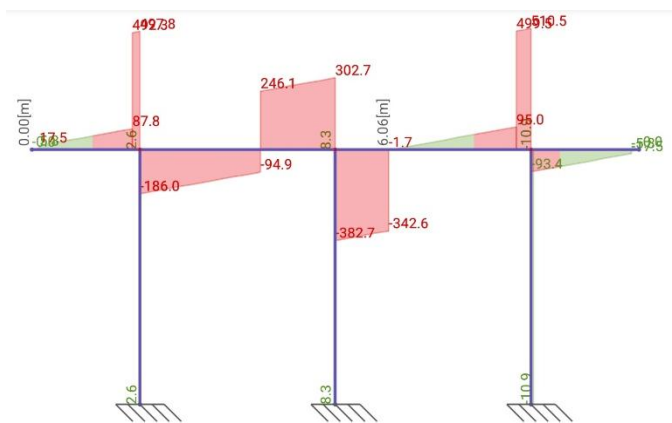
Diagrama de momentos:



$$M_{\max (+)} = 137,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max (-)} = 229,60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

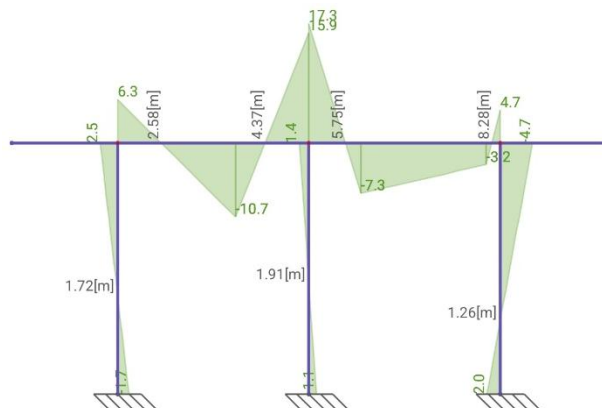
Diagrama de cortantes:



$$V_{\max} = 492,50 \text{ kN}$$

b) Cargas DW

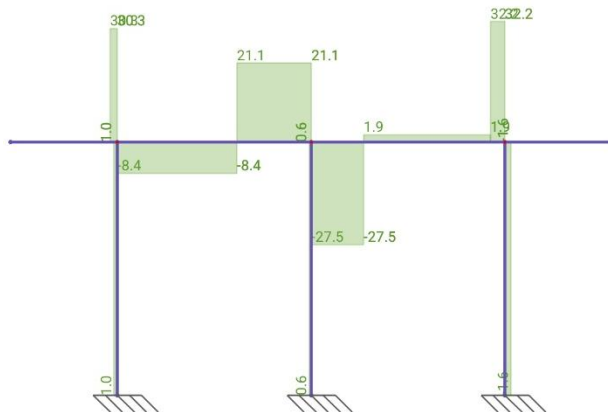
Diagrama de momentos:



$$M_{\max (+)} = 10,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max (-)} = 17,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

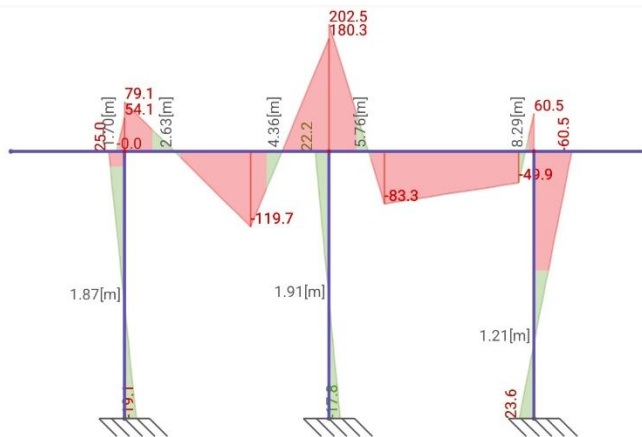
Diagrama de cortantes:



$$V_{\max} = 32,23 \text{ kN}$$

c) Cargas PL, LL+IM

Diagrama de momentos:



$$M_{\max (+)} = 119,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max (-)} = 202,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diagrama de cortantes:



$$V_{\max} = 449,80 \text{ kN}$$

6.3. Solicitaciones de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor de $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$

a) Momento positivo de diseño

$$M_{U(+)} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{PL,LL+IM})$$

$$M_{U(+)} = 397,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Momento negativo de diseño

$$M_{U(-)} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{PL,LL+IM})$$

$$M_{U(-)} = 667,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c) Cortante de diseño

$$V_U = \eta \cdot (1,25 \cdot V_{DC} + 1,5 \cdot V_{DW} + 1,75 \cdot V_{PL,LL+IM})$$

$$V_U = 1451,12 \text{ kN}$$

6.4. Diseño a flexión

a) Armadura para momento positivo

Datos:

$$M_U = 397,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,40 \text{ m}$$

$$h = 0,90 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,84 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 1,78 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 2,10 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 12,62 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 714,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 528,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 528,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 2,38 \text{ cm} \quad ; \quad As_{nec} = 16,84 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 16 \text{ mm} \\ A_{\emptyset} &= 2,011 \text{ cm}^2 \\ As_{nec} &= 16,84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{As_{nec}}{A_{\emptyset}} = 8,38 \approx 9$$

$$As_{real} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 18,10 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} = 16 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: Ø 16 c/16 cm

b) Armadura para momento negativo

Datos:

$$\begin{aligned} M_U &= 657,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ b &= 1,30 \text{ m} \\ h &= 0,90 \text{ m} \\ r &= 50 \text{ mm} \\ \emptyset &= 20 \text{ mm} \\ \phi &= 0,9 \\ \beta &= 0,85 \end{aligned}$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,84 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$
$$a = 3,26 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 3,83 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As_{nec} = 21,43 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$M_{min1} = 663,39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{min2} = 887,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 670,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 3,28 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 21,55 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 20 \text{ mm} \\ A_{\emptyset} &= 3,142 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 21,55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 6,86 \approx 7$$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 21,99 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} = 20 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\emptyset 20 \text{ c}/20 \text{ cm}$

6.5. Diseño a corte

Datos:

$$\begin{aligned} V_U &= 1451,12 \text{ kN} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ b &= 1,30 \text{ m} \\ h &= 0,90 \text{ m} \\ d &= 0,84 \text{ m} \\ a &= 3,28 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \end{aligned}$$

Corte

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,83 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,76 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,65 \text{ m} \end{cases}$

Entonces:

$$d_v = 0,83 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

1) Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\begin{aligned} \text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n &= 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \\ V_n &= 6708,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

Ec. 5.7.3.3-3

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

Donde: $\beta = 2$ (**Art. 5.7.3.4.1**)

$$V_c = 890,85 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$1451,12 > 400,88 \text{ Si necesita estribos}$$

b) Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\phi} - V_c$$

$$V_{S_{nec}} = 721,51 \text{ kN}$$

c) Resistencia de armadura disponible

Adoptando:

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$4 \text{ barras transversales} \rightarrow A_v = 4,524 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = 20 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{\text{sep}}$$

$$V_s = 784,35 \text{ kN}$$

Condición:

$$V_s > V_{S_{nec}}$$

$$784,35 \text{ kN} > 721,55 \text{ kN} \text{ Cumple!}$$

d) Verificación

$$V_U \leq \phi V_n$$

Cortante nominal:

$$V_n = V_c + V_s \rightarrow V_n = 1675,20 \text{ kN}$$

$$V_U \leq \phi V_n$$

$$1451,12 \text{ kN} < 1507,68 \text{ kN} \text{ Cumple!}$$

Usar: $\phi 12$ c/20 cm

6.6. Refuerzo en la cara lateral exterior

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} \rightarrow A_{S_{temp}} = 4,79 \text{ cm}^2/m$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple!}$$

a) Disposición de armadura secundaria

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_{\emptyset}}{A_{s_{temp}}} = 0,24 \approx 22 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 12 \text{ c}/22 \text{ cm}$

7. Diseño de la columna

7.1. Solicitaciones

Realizando el diseño estructural del pórtico se tiene:

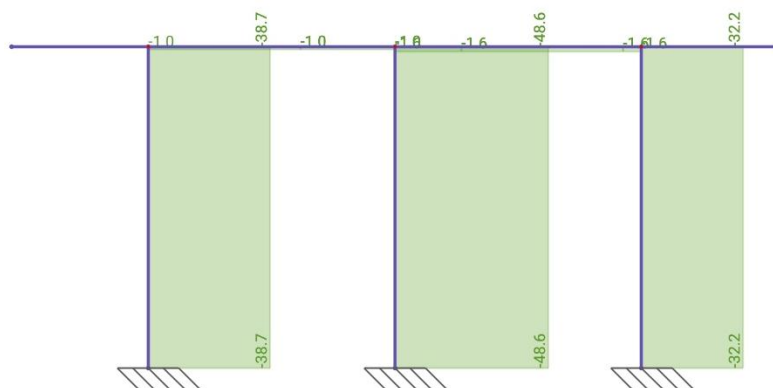
a) Fuerza axial

Diagrama de fuerzas axiales:

Cargas DC



Cargas DW



Cargas PL y LL+IM



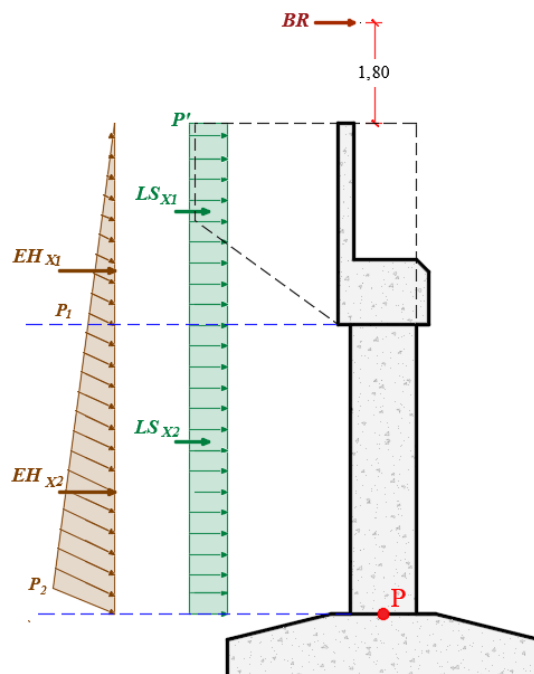
b) Momento máximo en el plano del pórtico

Del análisis estructural realizado en el diseño del cabezal se tiene:

Descripción	Momento (kN·m)	
	Columna ext.	Columna int.
Cargas DC	35,40	19,90
Cargas DW	4,70	1,40
Cargas PL y LL+IM	60,50	22,20

c) Momento máximo en el sentido transversal

Figura L.10 Cargas actuantes en el sentido transversal de la columna



Fuente: Elaboración propia

Carga LSx (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Elemento		H (m)	L (m)	LSx_i (kN)	y_i (m)	$LSx_i \cdot y_i$ (kN·m)
1	Pantalla	2,94	3,25	26,78	5,78	154,81
2	Columna	4,31	1,20	14,50	2,16	31,24
Σ				41,28		186,05

$$LS_x = 41,28 \text{ kN/m} \quad ; \quad Y_p = \frac{\Sigma LS_{xi} \cdot y_i}{LS_x} = 4,51 \text{ m}$$

$$M_{LSx} = 186,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Carga EHx (fuerza horizontal de la presión lateral del suelo)

Elemento		H (m)	P (kN/m²)	L (m)	EHx_i (kN)	y_i (m)	$EHx_i \cdot y_i$ (kN·m)
1	Pantalla	2,94	13,73	3,25	59,63	5,29	315,45
2	Columna	4,31	33,87	1,20	111,87	1,85	207,10
Σ					171,50		522,55

$$EH_x = 172,50 \text{ kN} \quad ; \quad Y_p = \frac{\Sigma EH_{xi} \cdot y_i}{EH_x} = 3,05 \text{ m}$$

$$M_{EHx} = 522,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Carga BR (fuerza de frenado)

$$BR = 54,17 \text{ kN} \quad ; \quad Y_p = 9,05 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_{BR} = 490,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7.2. Solicitaciones de diseño

a) Fuerza axial

$$P_U = 1,25 \cdot P_{DC} + 1,5 \cdot P_{DW} + 1,75 \cdot P_{PL,LL+IM}$$

Fuerza axial (kN)	
Columna ext.	Columna int.
1834,80	1903,65

b) Momento de diseño en el plano del pórtico

$$M_U = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{PL,LL+IM}$$

Momento (kN·m)	
Columna ext.	Columna int.
157,18	65,83

c) Momento de diseño en el sentido transversal

$$M_U = 1,75 \cdot M_{LSx} + 1,5 \cdot M_{EHx} + 1,75 \cdot M_{BR}$$

$$M_U = 1967,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para uniformizar el cálculo se eligen las solicitaciones más críticas, las cuales se producen en la columna exterior. En resumen:

Fuerza Axial	Pu =	1903,65 kN
Momento en el plano del pórtico	Mu =	157,18 kN·m
Momento en el sentido transversal	Mu =	1967,27 kN·m

7.3. Armadura de refuerzo

a) Columna propuesta

d = 1,10 m Diámetro de columna

r = 5,00 cm Recubrimiento

Armadura longitudinal: **24 Ø 25**

Propuesta de estribos cerrados: **Ø 12 c/25 cm** (Art. 5.10.4.3)

Áreas:

$$A_g = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \rightarrow A_g = 9503,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = N^{\circ}_{barras} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \rightarrow A_s = 117,81 \text{ cm}^2$$

b) Refuerzo máximo de miembros a compresión

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f_y} \leq 0,08 \quad (5.6.4.2-1)$$

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0,08 \rightarrow 0,0124 < 0,08 \quad \text{Cumple!}$$

c) Refuerzo mínimo de miembros a compresión

$$\frac{A_s \cdot f_y}{A_g \cdot f'_c} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f_y} \geq 0,135 \quad (5.6.4.2-3)$$

$f'_c =$ 25 MPa Resistencia a compresión del hormigón

$f_y =$ 420 MPa Resistencia del acero de refuerzo

$$\frac{A_s \cdot f_y}{A_g \cdot f'_c} \geq 0,135 \rightarrow 0,208 \geq 0,135 \quad \text{Cumple!}$$

d) Esbeltez

En el plano del pórtico (no arriostrado)

Donde:

$K = 1,2$ (Tabla 4.6.2.5-1)

$L = 4,31 \text{ m}$

$r = d/4 = 0,28 \text{ m}$ $\frac{K \cdot L_U}{r} = 18,81 < 22$ Columna no esbelta (5.6.4.3)

Los efectos de la esbeltez se pueden despreciar en el plano del pórtico

En el plano transversal al pórtico (no arriostrado)

Donde:

$K = 2,1$ (Tabla 4.6.2.5-1)

$L_u = 4,31 \text{ m}$

$r = d/4 = 0,28 \text{ m}$ $\frac{K \cdot L_U}{r} = 32,91 > 22$ Columna esbelta (5.6.4.3)

Se debe considerar el método de amplificación de momentos si:

$$\frac{K \cdot L_U}{r} < 100 \quad \text{Cumple!}$$

e) Método de amplificación de momentos (Art. 4.5.3.2.2b)

En el plano transversal al pórtico

$$M_{ct} = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K \cdot P_e}} \geq 1,0 \quad ; \quad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \cdot \sum P_e}} \geq 1,0$$

Cálculo de δ_b

$C_m = 1,0$

Carga de pandeo de Euler:

$P_u = 1903,65 \text{ kN}$

$\phi_K = 0,75$ (Art. 4.5.3.2.2b)

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot L_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

$E_c = 23500 \text{ MPa}$

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0,0719 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-2)$$

$M_{du} = 783,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Carga permanente mayorada

$M_u = 1967,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Carga total mayorada

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0,391$$

Entonces:

$$EI = 485556,09 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 ; \quad P_e = 58498,67 \text{ kN}$$

Luego:

$$\delta_b = 1,05 \geq 1,0 \quad \text{Cumple!}$$

Cálculo de δ_s

Usando P_u y P_e por simplicidad, en vez de $\sum P_u$ y $\sum P_e$, se tiene:

$$\delta_s = 1,05 \geq 1,0 \quad \text{Cumple!}$$

Entonces:

$$M_{ct} = 1,03 \cdot (M_{2b} + M_{2s}) = 2024,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

f) Momento combinado

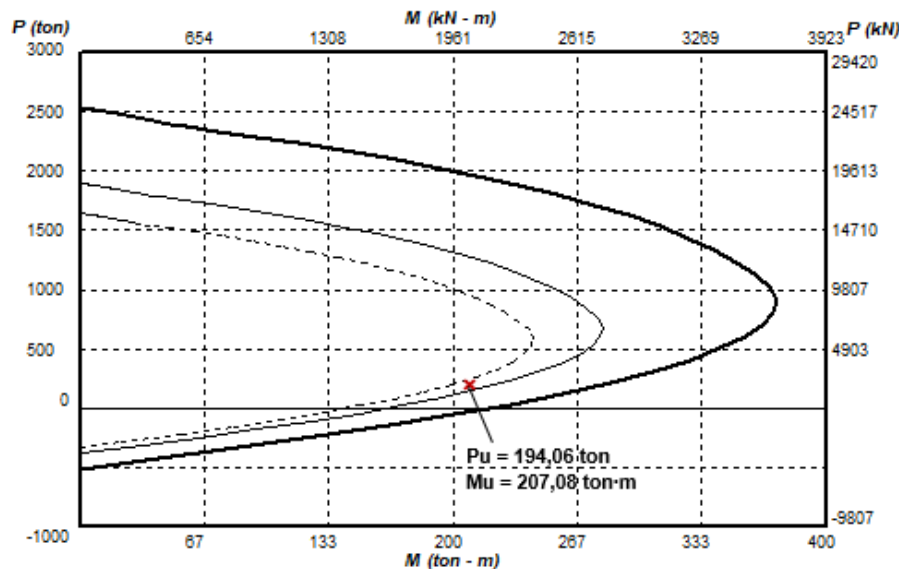
$M_{cp} = 35,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Momento mayorado en el plano del pórtico

$$M_U = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} \rightarrow M_U = 2030,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

g) Diagrama de interacción de la columna circular

Utilizando un software apropiado obtenemos el diagrama de interacción de la columna:

Figura K.11 Diagrama de interacción de la columna



Fuente: Software DID-2018, NTC-2017

Como se aprecia en el diagrama de interacción de la columna circular, $M_u = 2030,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$ = $207,08 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P_u = 1903,65 \text{ kN}$ = $194,06 \text{ ton}$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección es adecuada.

En efecto se puede verificar que:

$$0,1 \cdot \phi_{axial} \cdot f'_c \cdot A_g < P_U$$

$$1781,87 \text{ kN} < 1903,65 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Entonces debemos usar:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (5.7.4.5-3)$$

$M_r = 2905,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Resistencia a la flexión factorizada

$$\frac{M_U}{M_r} = 0,699 < 1,0 \quad \text{Cumple!}$$

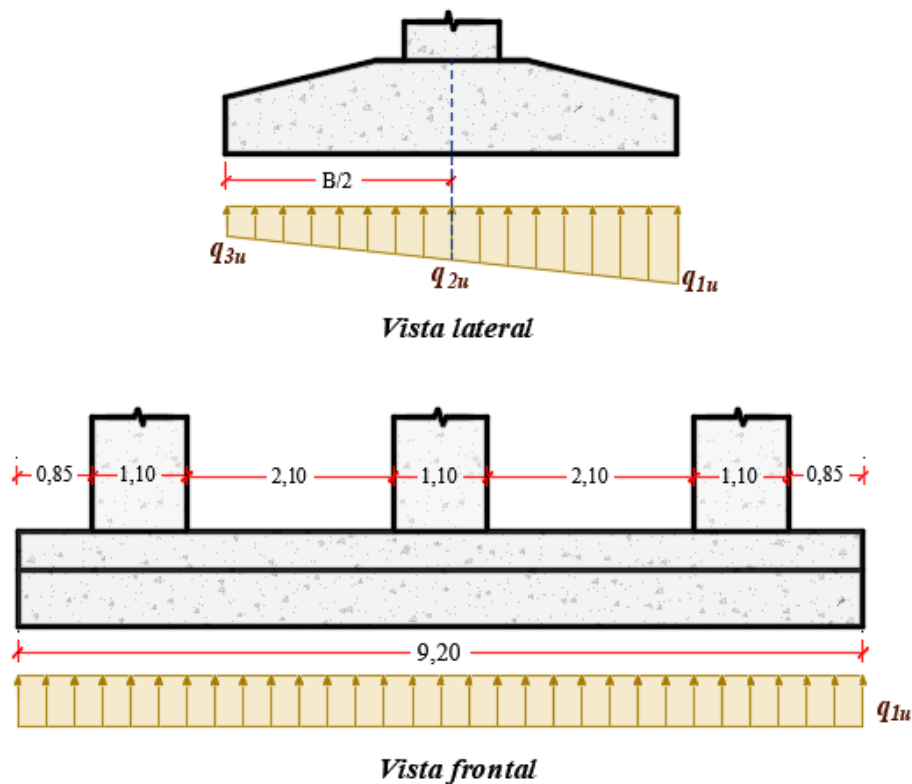
h) Cálculo de estribos

Se utilizarán estribos cerrados $\emptyset 12 \text{ c}/25 \text{ cm}$ en forma de zuncho, distribución que cumple con no ser mayor que la menor dimensión de la columna ni 30 cm. (Art. 5.10.4.3).

8. Diseño de la fundación

8.1. Presiones de la reacción el suelo

Figura L.12 Presiones del suelo en la base del estribo



Fuente: Elaboración propia

Considerando franjas de 1 m de longitud, se tiene:

Estado	$\sum V_u$ (kN)	e (m)	q_{3u} (kN/m)	q_{2u} (kN/m)	q_{1u} (kN/m)
Resist. Ia	6765,05	0,47	64,08	153,19	242,31
Resist. Ib	12171,46	0,16	220,70	275,62	330,54

Las presiones del estado de Resistencia Ib son mayores, por lo tanto se trabajara con esas presiones como las criticas.

8.2. Diseño de la zapata en el sentido longitudinal

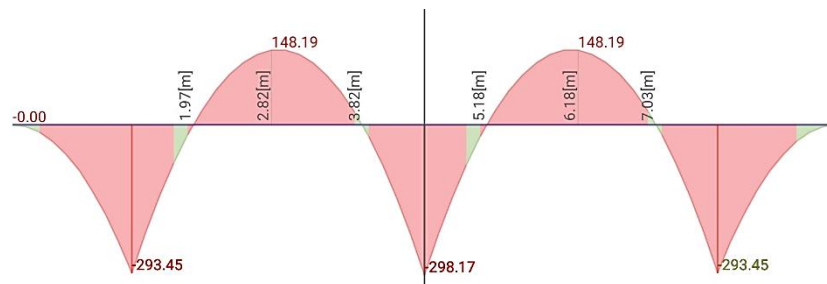
Solicitaciones de diseño

Realizando el análisis estructural de la zapata con la presión máxima de la reacción el suelo (q_{1u}), con lo cual se tiene:

a) Momento

En el **Art. 5.12.8.4** de la normativa indica que la sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, por motivos de seguridad se tomara en el eje de la columna

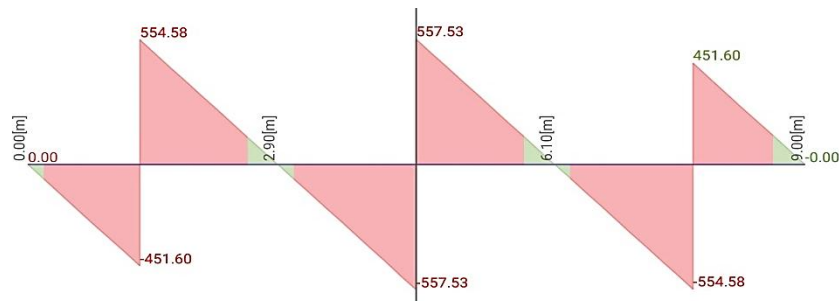
Diagrama de momentos:



$$M_u (+) = 298,17 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad ; \quad M_u (-) = 148,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b) Cortante

Diagrama de cortantes:



A una distancia d_v de la cara de la columna $\rightarrow V_u = 140,65$ kN

Diseño a Flexión

a) Armadura para momento positivo

Datos:

Tomando un espesor promedio de la zapata: $\frac{1}{2}(1,00 + 0,60) = 0,80 \text{ m}$

$$M_U = 298,17 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 25 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \quad \text{MPa}$$

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

$$h = 0,80 \quad \text{m}$$

$$r = 75 \quad \text{mm}$$

$$\emptyset = 20 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,72 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$
$$a = 2,21 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 2,61 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 11,21 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 403,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 396,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 348,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 2,96 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 14,98 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$$\emptyset = 20 \quad \text{mm}$$

$$A_{\emptyset} = 3,142 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{nec}} = 14,98 \quad \text{cm}^2$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 4,77 \approx 5$$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 15,71 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ}barras} = 20 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: Ø 20 c/20 cm

b) Armadura para momento negativo

Datos:

$M_U =$	130,49	kN·m	<u>Canto útil</u>	
$f'_c =$	25	MPa		$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,72 \text{ m}$
$f_y =$	420	MPa		
$b =$	1,00	m	<u>Altura de compresión</u>	
$h =$	0,80	m		
$r =$	75	mm		$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$
$\phi =$	16	mm		$a = 1,09 \text{ cm}$
$\phi =$	0,9	flexión		
$\beta =$	0,85		<u>Altura al eje neutro</u>	$c = 1,28 \text{ cm}$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 5,51 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 403,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 197,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 173,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 1,45 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 7,35 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$\phi =$	16	mm	Numero de barras:	
$A_{\phi} =$	2,011	cm ²		
$A_{s_{nec}} =$	7,35	cm ²		$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\phi}} = 3,65 \approx 4$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ}barras \cdot A_{\phi} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ}barras} = 25 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\phi 16$ c/25 cm

Revisión por corte

Datos:

$$V_U = 140,65 \text{ kN}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$d = 0,72 \text{ m}$$

$$a = 2,96 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \quad \textbf{Corte}$$

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,70 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,64 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,58 \text{ m} \end{cases}$

Entonces:

$$d_v = 0,70 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

1) Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.7.3.3-2

$$V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v$$

$$V_n = 4376,21 \text{ kN}$$

2) Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

Ec. 5.7.3.3-1

$$V_n = V_c + V_s$$

Ec. 5.7.3.3-3

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

Donde: $\beta = 2$ **(Art. 5.7.3.4.1)**

$$V_c = 581,16 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

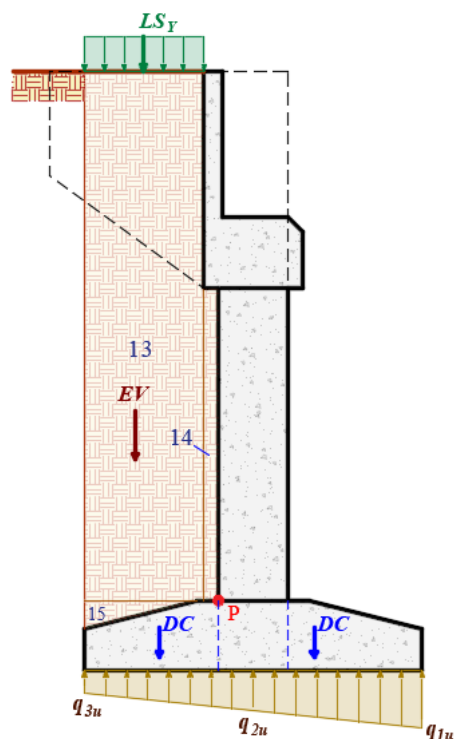
$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$140,65 \text{ kN} > 261,52 \text{ kN} \quad \text{No necesita estribos}$$

8.3. Diseño de la zapata en el sentido transversal

Análisis de cargas

Figura L.13 Cargas actuantes en el lado posterior del estribo



Fuente: Elaboración propia

Cargas por 1 metro de longitud

a) **Peso propio DC**

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$$

$$DC = 36,48 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 0,84 \text{ m}$$

$$A = 1,55 \text{ m}^2$$

$$M_{DC} = 30,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) **Carga EV (peso del suelo)**

$$\text{Peso específico del suelo} \rightarrow \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$$

Elemento	Área (m ²)	EV_i (kN)	x_i (m)	$EV_i \cdot x_i$ (kN·m)
13	12,69	262,63	1,33	347,99
14	0,43	8,92	0,42	3,79
15	0,30	6,21	1,70	10,56
Σ	13,42	277,76		362,34

$$EV = 277,76 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 1,30 \text{ m}$$

$$M_{EV} = 362,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c) Carga L_{Sy} (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$h' = 0,60 \text{ m} ; \quad b' = 1,75 \text{ m} \qquad L_{Sy} = \gamma_s \cdot h' \cdot b'$$

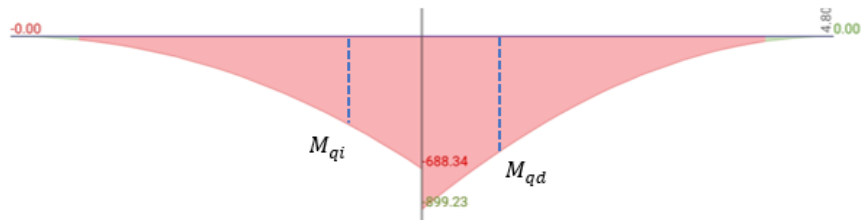
$$L_{Sy} = 21,74 \text{ kN} \qquad ; \qquad x_p = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{LSy} = 28,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d) Presiones de la reaccion el suelo

Del analisis estructural en el sentido transversal de la zapata se tiene:

Diagrama de momentos:



Momento en la cara izquierda de la columna:

$$M_{qi} = 401,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento en la cara derecha de la columna:

$$M_{qd} = 541,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armadura en la parte superior

a) Momento de diseño

Momento en la cara izquierda de la columna para el estado límite de Resistencia Ib, con $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$, despreciando del lado conservador un 50% de la reacción del suelo:

$$M_U = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,35 \cdot M_{EV} + 1,75 \cdot M_{LSy}) - 0,5 \cdot M_{qi}$$

$$M_U = 377,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Diseño a Flexion

Datos:

$$M_U = 377,09 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$f'_c = 25 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \quad \text{MPa}$$

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

$$h = 1,00 \quad \text{m}$$

$$r = 75 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 20 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,92 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 2,18 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 2,56 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 11,01 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 501,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 501,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 3,42 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 14,70 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset = 16 \text{ mm}$	Numero de barras:
$A_{\emptyset} = 2,011 \text{ cm}^2$	
$A_{s_{nec}} = 14,70 \text{ cm}^2$	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 7,31 \approx 8$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 16,08 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 12,5 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\emptyset 16 \text{ c}/12,5 \text{ cm}$
--

Armadura en la parte inferior

a) Momento de diseño

Momento en el centro de la columna para el estado límite de Resistencia Ib, con $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$:

$$M_U = M_{qd} - \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC})$$

$$M_U = 503,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Diseño a Flexión

Datos:

$$M_U = 503,01 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 25 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \quad \text{MPa}$$

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

$$h = 1,00 \quad \text{m}$$

$$r = 75 \quad \text{mm}$$

$$\emptyset = 20 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,92 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 2,92 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = 3,44 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 14,78 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 669,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 3,67 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 18,59 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$$\emptyset = 20 \quad \text{mm}$$

$$A_{\emptyset} = 3,142 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{nec}} = 18,59 \quad \text{cm}^2$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 5,92 \approx 6$$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 18,85 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 15 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\emptyset 20$ c/15 cm

8.4. Verificación al Punzonamiento

Se verificará para la columna con el P_u más crítico

Datos:

$d_c =$	1,10	m	Diámetro de la columna
$h =$	1,00	m	Altura total de la zapata
$P_u =$	1903,65	kN	Carga axial factorizada en la columna
$q_{2u} =$	275,62	kN/m ²	Presión del suelo en el eje de la columna
$\phi =$	0,75		Factor de resistencia
$\emptyset =$	20	mm	Armadura de flexión
$a =$	3,67	cm	Altura de compresión

a) Parámetros

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = h - r - \frac{\emptyset}{2} - \frac{a}{2} = 0,90 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de:

$$\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,89 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$

Entonces:

$$d_v = 0,90 \text{ m}$$

Perímetro crítico

$$b_o = \pi \cdot (d_c + d_v) \rightarrow b_o = 6,27 \text{ m}$$

Área dentro del perímetro crítico

$$A_o = \frac{\pi \cdot (d_c + d_v)^2}{4} \rightarrow A_o = 3,13 \text{ m}^2$$

Cortante actuante

$$V_U = P_U - q_{2u} \cdot A_o \rightarrow V_U = 1040,67 \text{ kN}$$

b) Verificación

Resistencia nominal al corte por punzonamiento

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c}\right) \cdot \lambda \cdot f'_c \cdot b_o \cdot d_v \leq 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_v \quad (5.12.8.6.3-1)$$

siendo $\lambda = 1$ (concreto de peso normal) (Art. 5.4.2.8)

$$4780,57 \text{ kN} \leq 9279,94 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

$$V_U \leq \phi V_n$$

$$1040,67 \text{ kN} \leq 3585,43 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Por lo tanto, no se requiere refuerzo de corte por punzonamiento

DISEÑO DE GAVIONES

1. Gavión tipo cajón

Datos:

Propiedades de los materiales

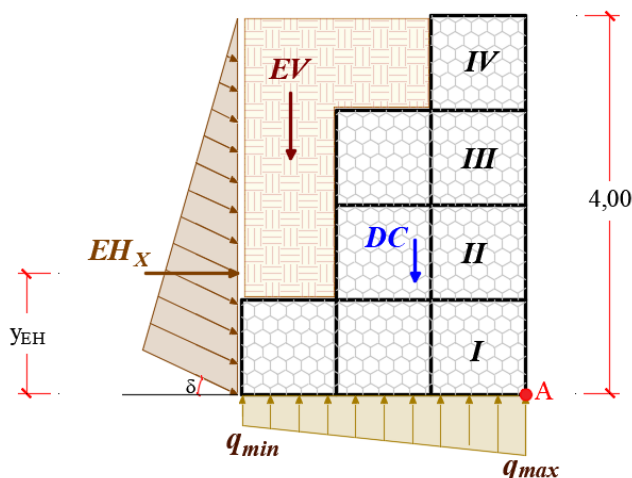
Peso específico de la roca	$\gamma_r =$	27,00	kN/m ³
Peso específico del suelo	$\gamma_s =$	20,70	kN/m ³
Capacidad portante admisible	$q_{adm} =$	0,45	MPa
Angulo efectivo de fricción interna	$\phi'_f =$	37°	

Geometría del gavión

Altura de cada bloque	$H_b =$	1,00	m
Ancho de cada bloque	$A_b =$	1,00	m
Base de cada bloque	$B_b =$	1,00	m
Altura total del muro de gavión	$H_t =$	4,00	cm

1.1. Análisis de cargas

Figura L.14 Cargas actuantes en el muro



Fuente: Elaboración propia

a) Peso del suelo (EV)

Peso de la cuña del suelo sobre los bloques:

$$\text{Área} = 4 \text{ m}^2 \quad EV = \gamma_s \cdot A \quad \rightarrow \quad EV = 108 \text{ kN/m} \quad ; \quad X_{EV} = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} \rightarrow M_{EV} = 243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

b) Peso propio (DC)

Se calcula el peso total de los bloques multiplicando el 80% del peso específico de la roca, ya que se considerará un porcentaje de vacíos del 20% entre roca y roca.

Fila	N° de bloques	Área (m ²)	DC_i (kN/m)	x_i (m)	$DC_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
I	3	3,00	64,80	1,50	97,20
II	2	2,00	43,20	1,00	43,20
III	2	2,00	43,20	1,00	43,20
IV	1	1,00	21,60	0,50	10,80
Σ		8,00	172,80		194,40

$$DC = 172,80 \frac{kN}{m}$$

$$X_A = \frac{\Sigma DC_i \cdot x_i}{DC} \rightarrow X_A = 1,13 m$$

$$\text{Momento} \rightarrow M_{DC} = 194,40 kN \cdot m/m$$

c) Presión lateral del terreno (EHx)

El coeficiente de empuje lateral activo (k_a):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \cdot [\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta)]}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \cdot \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\theta = 90^\circ$ Angulo entre el respaldo de muro y la horizontal

$\phi'_f = 37$ Angulo efectivo de fricción interna

$\beta = 10^\circ$ Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

$\delta = 2/3 \cdot \phi'_f = 24,67^\circ$ Angulo de fricción entre el muro y el terreno

Entonces:

$$\Gamma = 1,7829 \rightarrow k_a = 0,2522$$

Presión lateral del terreno en dirección vertical

$$EH_x = \frac{1}{2} \cdot H \cdot (k_a \cdot H \cdot \gamma_s) \cdot \cos(\delta) \rightarrow EH_x = 37,95 kN/m$$

$$X_A = 1,33 m$$

$$\text{Momento} \rightarrow M_{EHx} = 50,60 kN \cdot m/m$$

1.2. Verificación de la estabilidad

a) Cargas y momentos mayorados

	Cargas			Momentos		
Tipo	DC	EV	EHx	DC	EV	EHx
γ	0,9	1	1,5	0,9	1	1,5
Resist. Ia	155,52	108,00	56,93	174,96	243,00	75,91
γ	1,25	1,35	1,5	1,25	1,35	1,5
Resist. Ib	216,00	145,80	56,93	243,00	328,05	75,91
γ	1	1	1	1	1	1
Servicio I	172,80	108,00	37,95	194,40	243,00	50,60

b) Seguridad al volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DC} + M_{EV}}{M_{EHx}} \geq 2$$

Estado	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resistencia Ia	5,51	2,00	Cumple!
Resistencia Ib	7,52	2,00	Cumple!
Servicio I	8,64	2,00	Cumple!

c) Seguridad al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{\mu \cdot (DC + EV)}{EH_x} \geq 1,5$$

Con: $\mu = \tan(\phi'_f) = 0,7536$

Estado	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resistencia Ia	3,49	1,50	Cumple!
Resistencia Ib	4,79	1,50	Cumple!
Servicio I	5,58	1,50	Cumple!

d) Presiones actuantes en la base de muro

Debe cumplir que:

$$q_R \geq q$$

$$q_R = \varphi_b \cdot (FS \cdot q_{adm})$$

$\varphi_b = 0,45$ Factor de resistencia para capacidad de carga (**Tabla 10.5.5.2.2-1**)

FS = 3

$q_{adm} = 0,45$ MPa

Para el estado límite de Servicio I:

$$q_R = q_{adm}$$

$$q_{max} = \frac{DC + EV}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{DC + EV}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Excentricidad en la base:

$$e = \frac{B}{2} - X_0 \quad ; \quad X_0 = \frac{M_{DC} + M_{EV} - M_{EHx}}{DC + EV}$$

Estado	X_0 (m)	e (m)	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Condición
Resist. Ia	1,30	0,20	0,123	0,052	0,608	Cumple!
Resist. Ib	1,37	0,13	0,152	0,089	0,608	Cumple!
Servicio I	1,38	0,12	0,117	0,071	0,450	Cumple!

2. Colchoneta Reno

Para evitar que la base antisocavante se levante del suelo o se vuelque, esta debe tener un mínimo de 23 cm de espesor.

2.1. Longitud de la colchoneta (Le)

Las recomendaciones de diseño de gaviones indican un valor de 1,50 – 2.0 veces la profundidad de socavación.

Altura de socavación $\rightarrow D_s = 1,83$ m

$$L_s = 2 \cdot D_s = 3,66 \text{ m}$$

Se redondea a una longitud estándar: $L_s = 4,00$ m

2.2. Verificación por criterio de la velocidad critica

a) Velocidad media

De la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$S_o = 0,019$ m/m

Pendiente del curso del río

$n = 0,040$

Fondos de grava, canto rodado y algunas rocas

$A = 51,36$ m²

Área hidráulica

$P = 34,06$ m

Perímetro mojado

Calculando se tiene:

$$V = 4,53 \text{ m/s}$$

b) Numero de Froude

$$T = 28,97 \text{ m}$$

Ancho superficial, espejo de agua

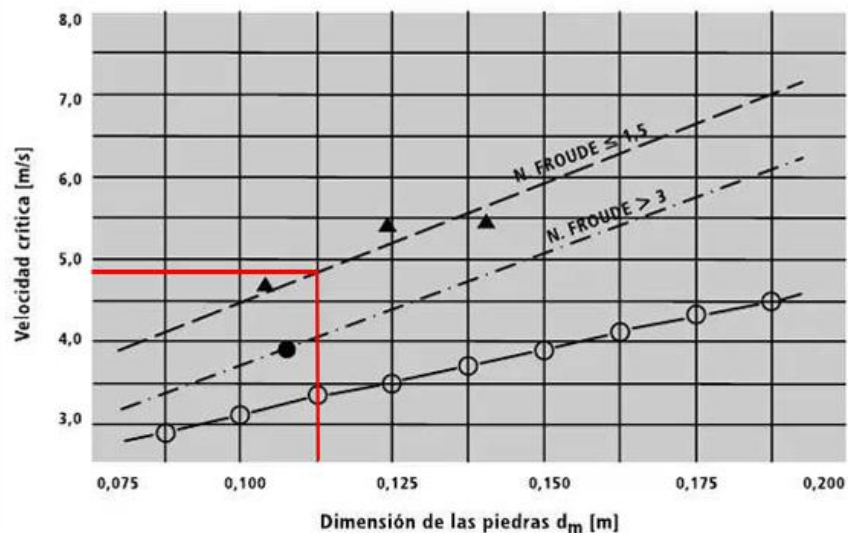
$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \rightarrow F = 1,09$$

El flujo se encuentra en la condición de corriente supercrítica

c) Velocidad critica

A partir del siguiente ábaco se puede determinar la velocidad critica (V_c)

Figura L.15 Abaco Velocidad critica (m/s)



Fuente: MACCAFERRI. *Manual de protección de márgenes*

Siendo $F < 1,5$ y $d_{50} = 0,11$ m, entonces la velocidad critica es: $V_c \approx 4,90$ m/s

Entonces se verifica que:

$$V < V_c \rightarrow 4,53 \text{ m/s} < 4,90 \text{ m/s} \quad \text{Cumple!}$$

No existe movimiento ni levantamiento de las piedras por el flujo hidráulico, por lo tanto el colchón es estable.

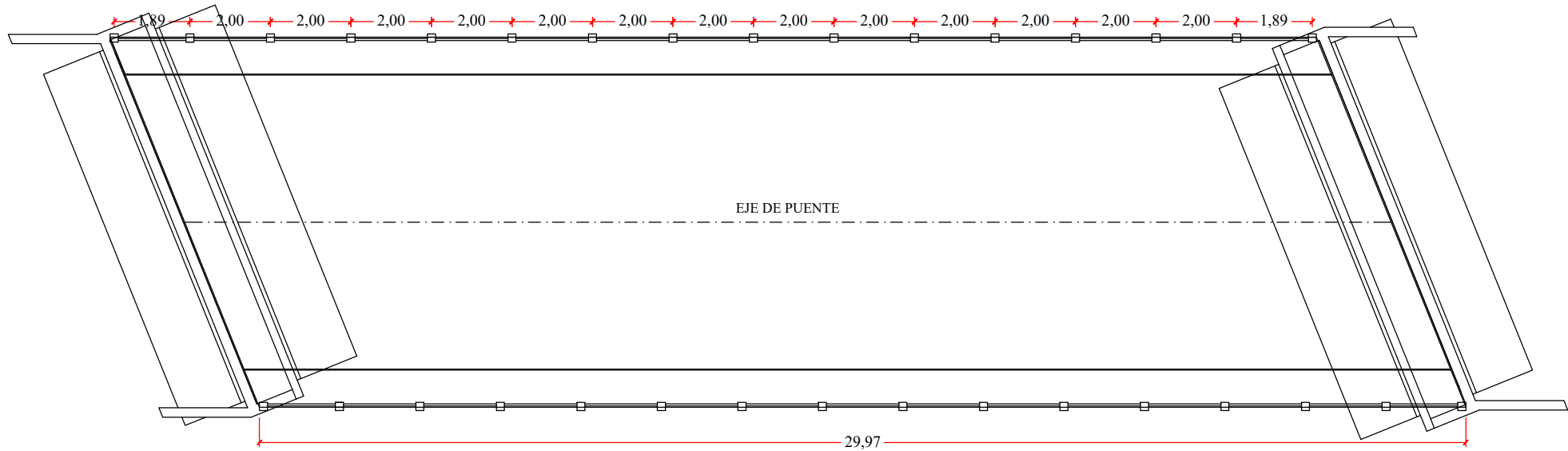
2.3. Espesor del colchón

Del Abaco de la velocidad critica en función de los espesores del colchón del manual de protección de márgenes de MACCAFERRI, entrando con los datos de $V_c = 4,90$ m/s y $F < 1,5$, se tiene un espesor:

$$h_c = 0,30 \text{ m}$$

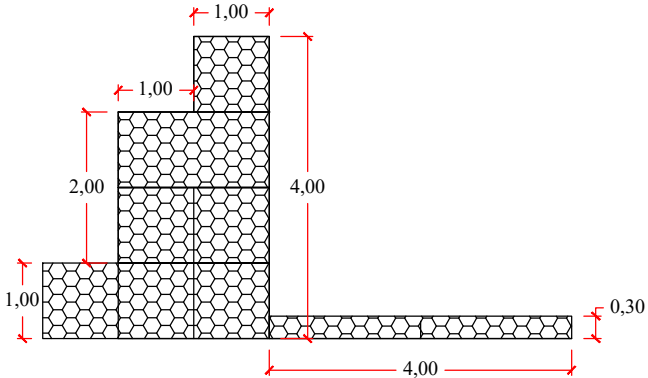
VISTA EN PLANTA PUENTE PINOS SUD CON ESTRIBOS ABIERTOS

ESC. 1:150



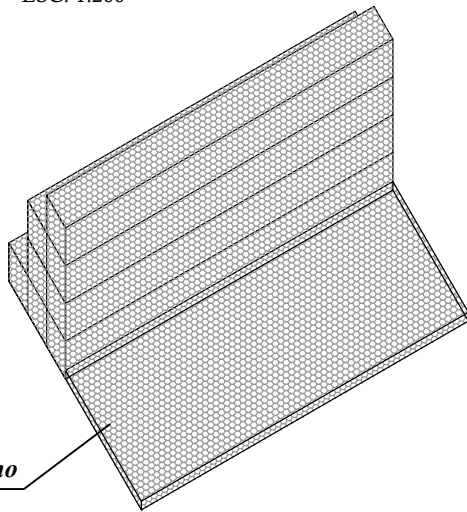
VISTA LATERAL GAVIONES

ESC. 1:100



VISTA ISOMETRICA GAVIONES

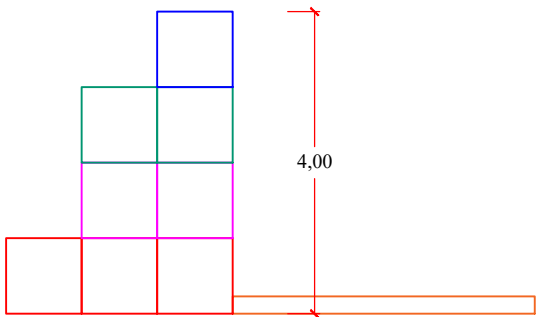
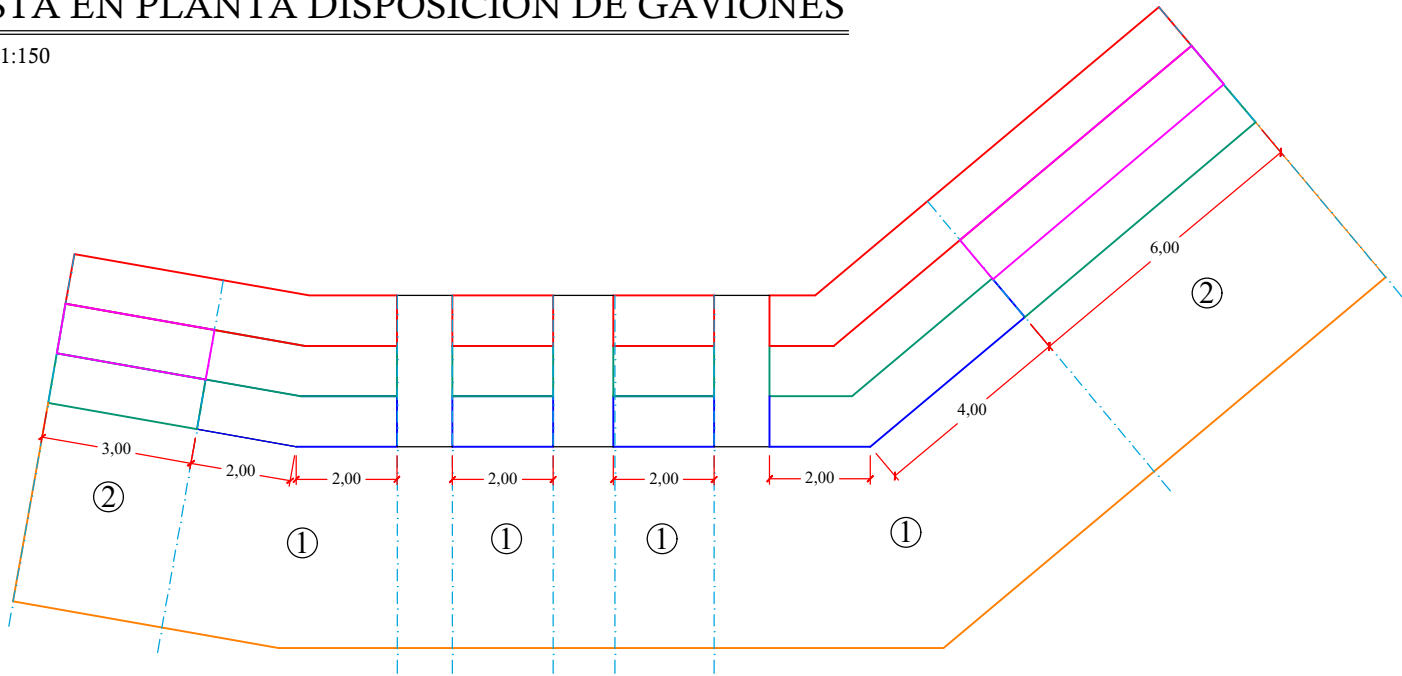
ESC. 1:200



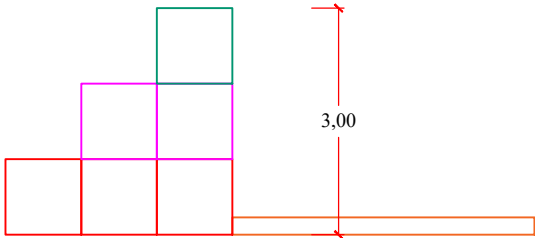
Colchoneta Reno

VISTA EN PLANTA DISPOSICIÓN DE GAVIONES

ESC. 1:150



SECCIÓN ①



SECCIÓN ②



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARACHO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MATERIA :

CIV 502 - PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II

UNIVERSITARIO :

FERNANDO YAMIL GIRON FLORES

PROYECTO :

DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR PINOS SUD

CONTENIDO :

VISTA EN PLANTA PUENTE Y GEOMETRÍA DE GAVIONES

ESCALA :

INDICADA

FECHA :

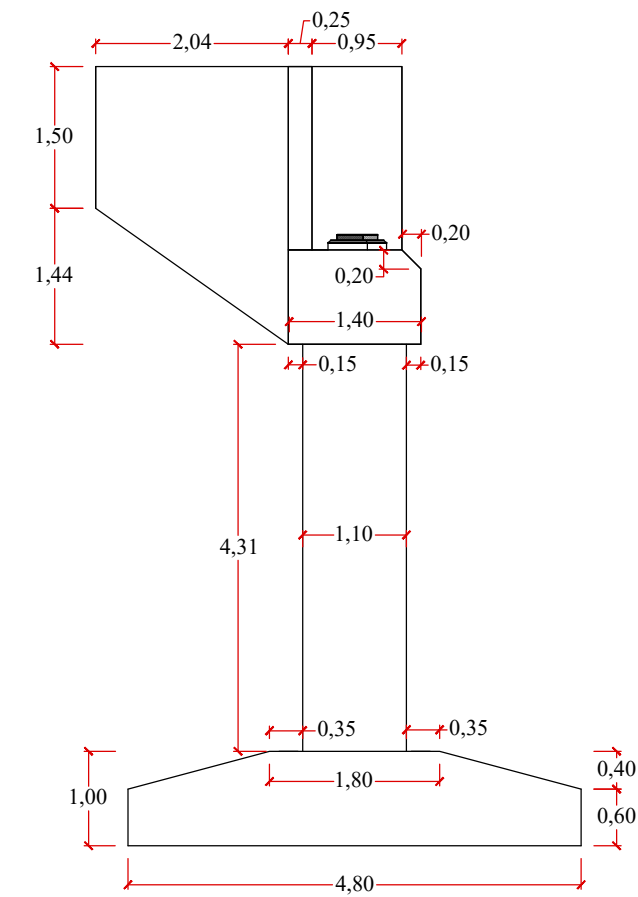
OCTUBRE 2025

PLANO N° :

1/5

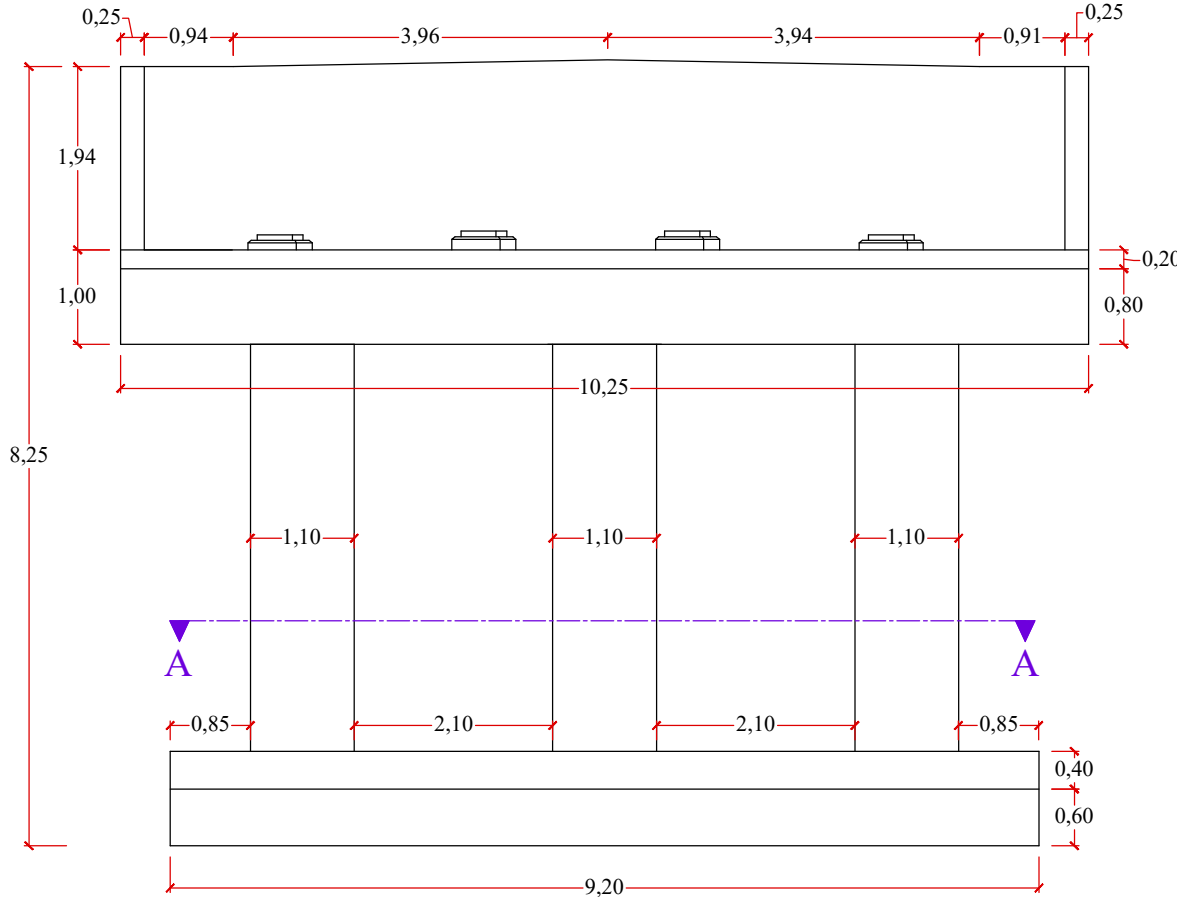
VISTA LATERAL DE ESTRIBO

ESC. 1:80



VISTA FRONTAL DE ESTRIBO

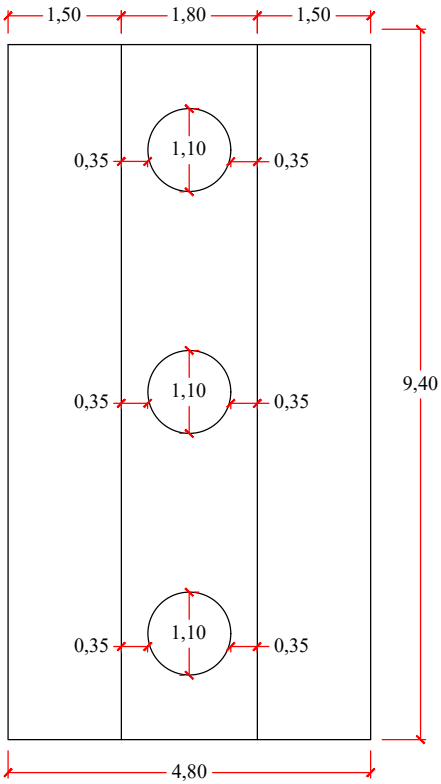
ESC. 1:80



CORTE A-A

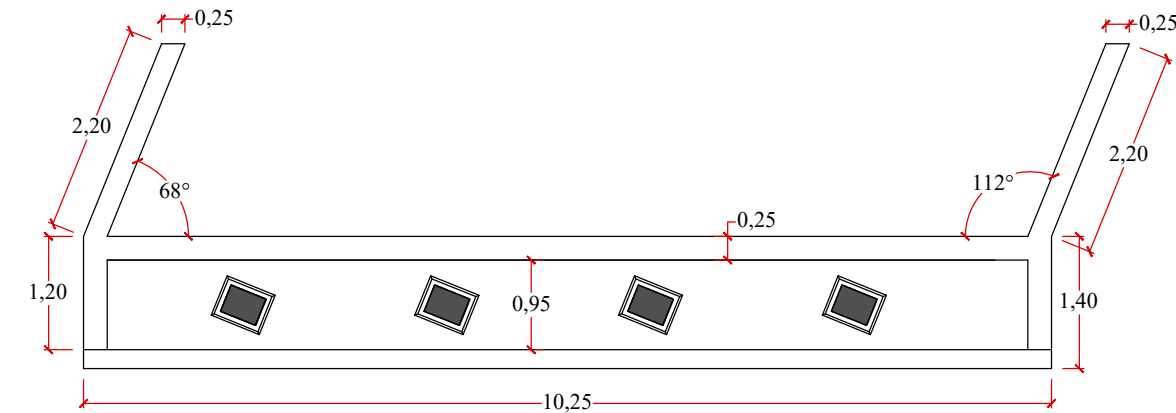
VISTA EN PLANTA DE LA ZAPATA

ESC. 1:100



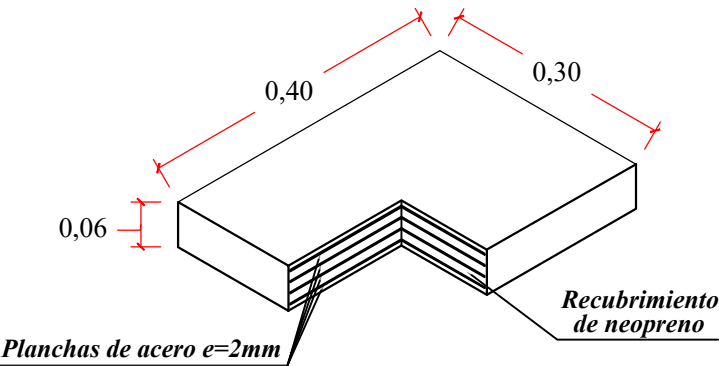
VISTA EN PLANTA ESTRIBO

ESC. 1:80



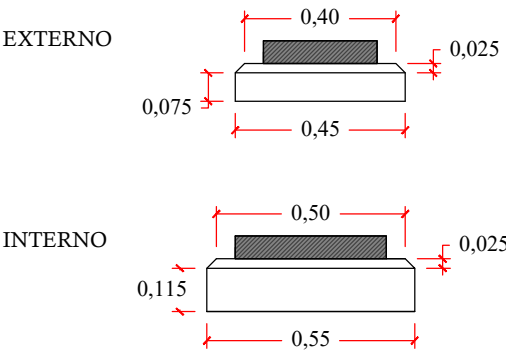
DETALLE APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO

ESC. 1:10



DETALLE DADO DE APOYO

ESC. 1:20



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARACHO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MATERIA :

CIV 502 - PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II

UNIVERSITARIO :

FERNANDO YAMIL GIRON FLORES

PROYECTO :

DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR PINOS SUD

CONTENIDO :

GEOMETRÍA ESTRIBO ABIERTO

ESCALA :

INDICADA

FECHA :

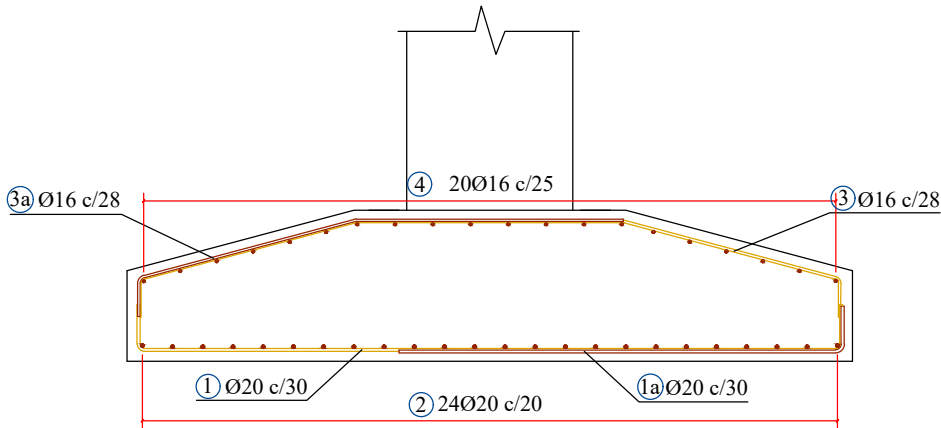
OCTUBRE 2025

PLANO N° :

2/5

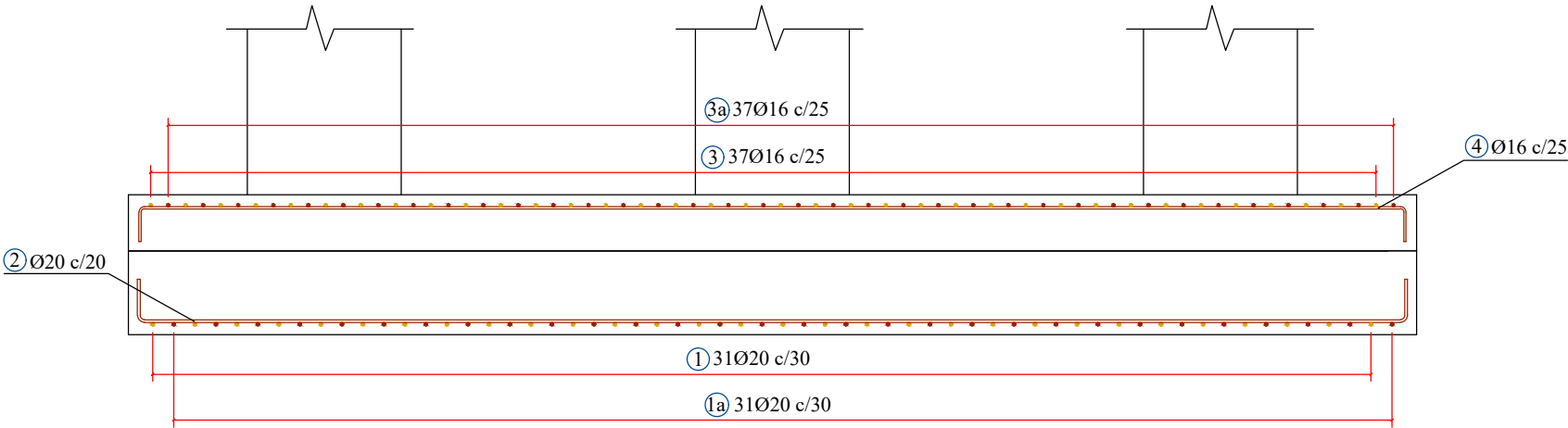
ARMADURA VISTA LATERAL ZAPATA

ESC. 1:50



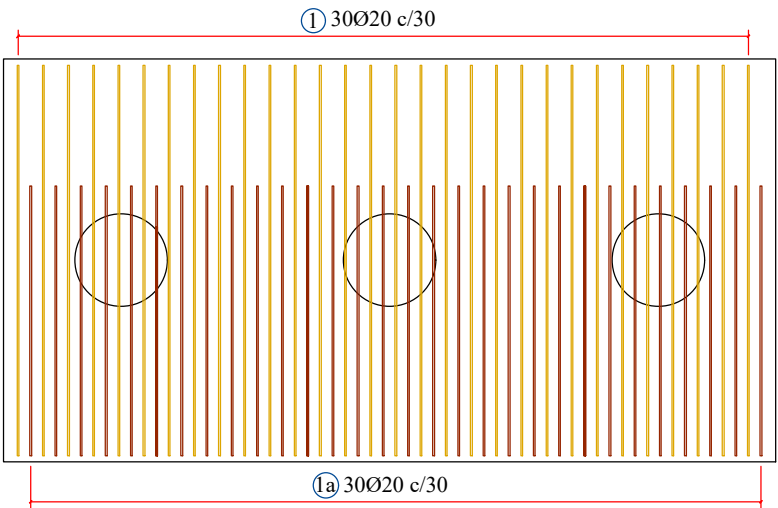
ARMADURA VISTA FRONTAL ZAPATA

ESC. 1:50



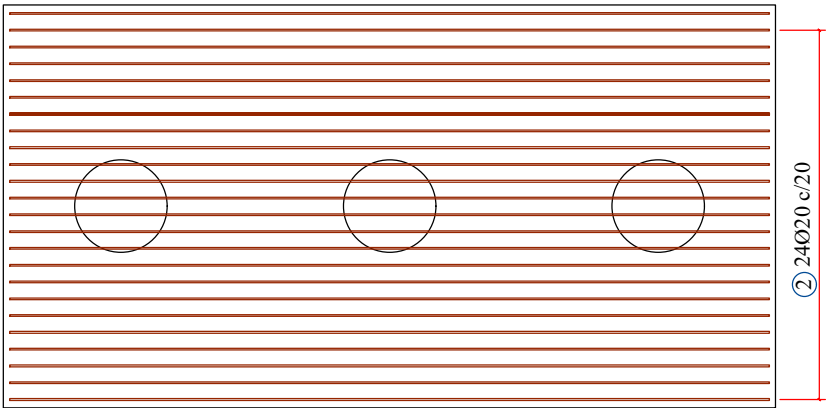
ARMADURA INFERIOR
PARALELA AL TRAFICO

ESC. 1:90



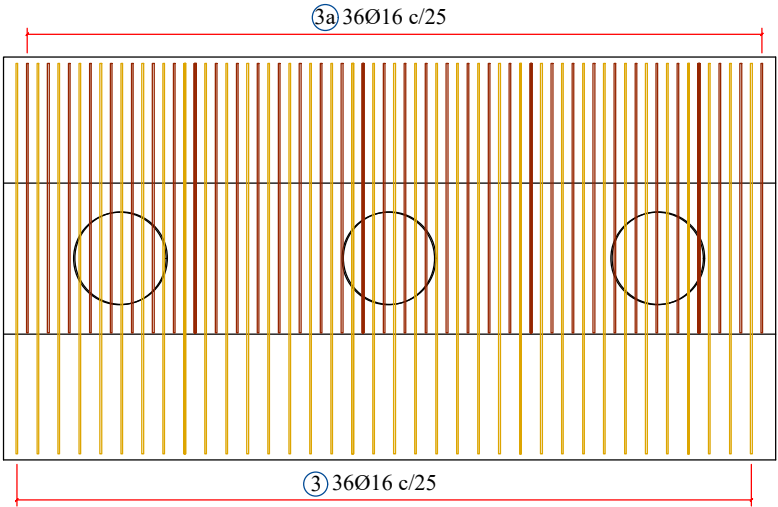
ARMADURA INFERIOR
PERPENDICULAR AL TRAFICO

ESC. 1:90



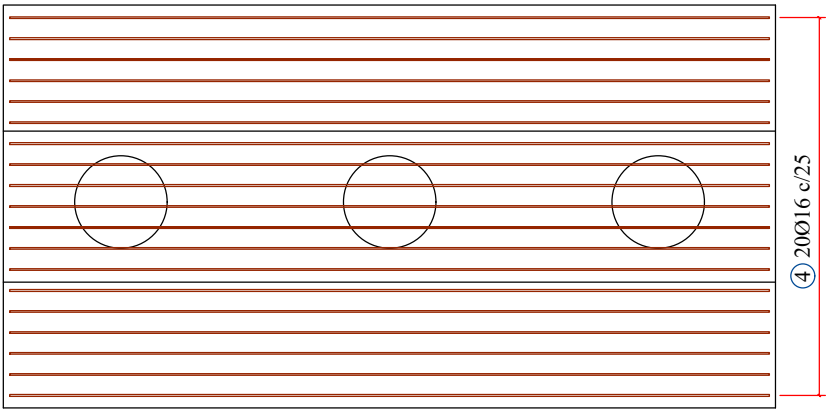
ARMADURA SUPERIOR
PARALELA AL TRAFICO

ESC. 1:90



ARMADURA SUPERIOR
PERPENDICULAR AL TRAFICO

ESC. 1:90



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARACHO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MATERIA :

CIV 502 - PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II

UNIVERSITARIO :

FERNANDO YAMIL GIRON FLORES

PROYECTO :

DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR PINOS SUD

CONTENIDO :

DETALLE ARMADURA ZAPATA DE ESTRIBO

ESCALA :

INDICADA

FECHA :

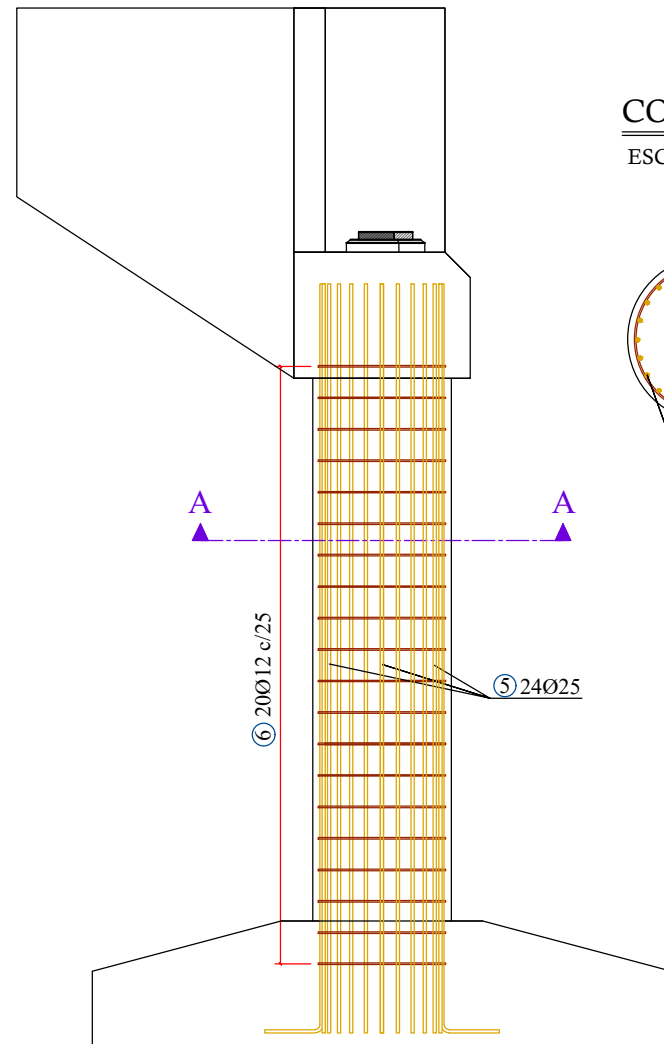
OCTUBRE 2025

PLANO N° :

3/5

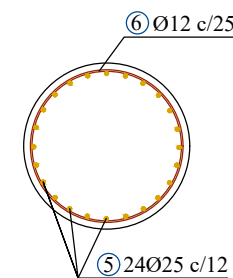
DETALLE ARMADURA - COLUMNA

ESC. 1:60



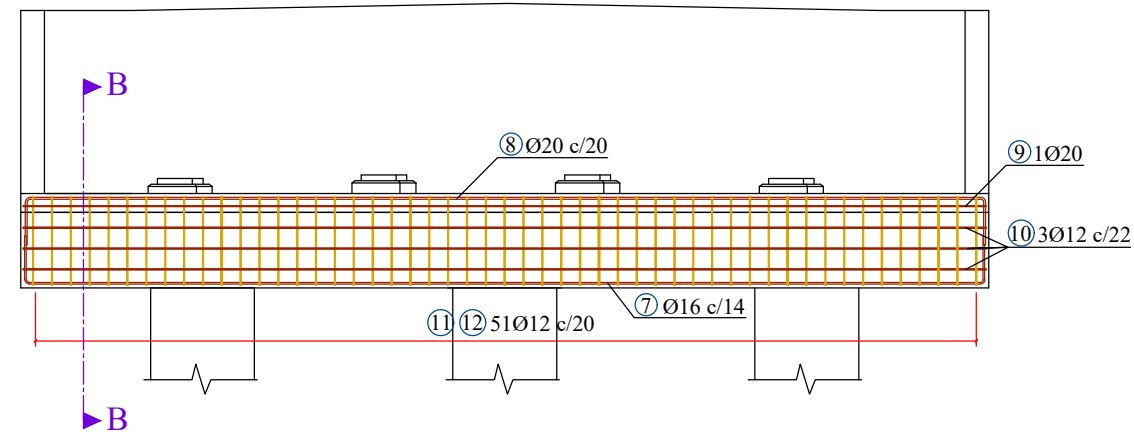
CORTE A-A

ESC. 1:50



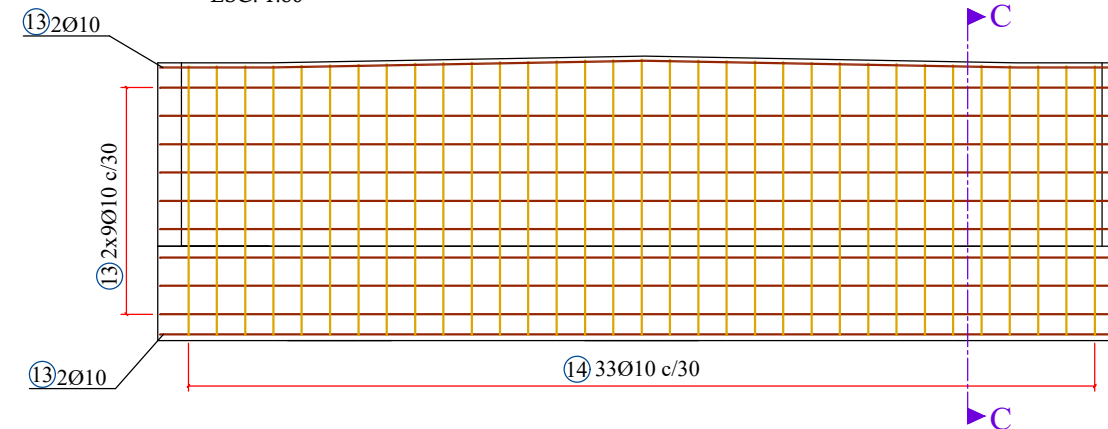
DETALLE ARMADURA - CABEZAL

ESC. 1:80



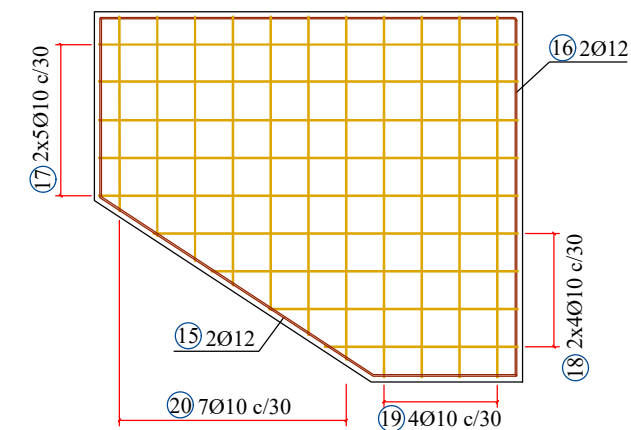
DETALLE ARMADURA - PANTALLA SUPERIOR

ESC. 1:80



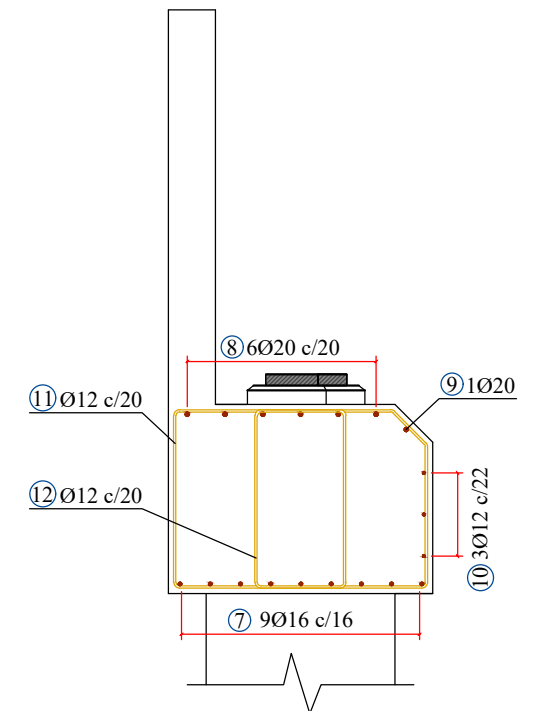
DETALLE ARMADURA - ALERO

ESC. 1:60



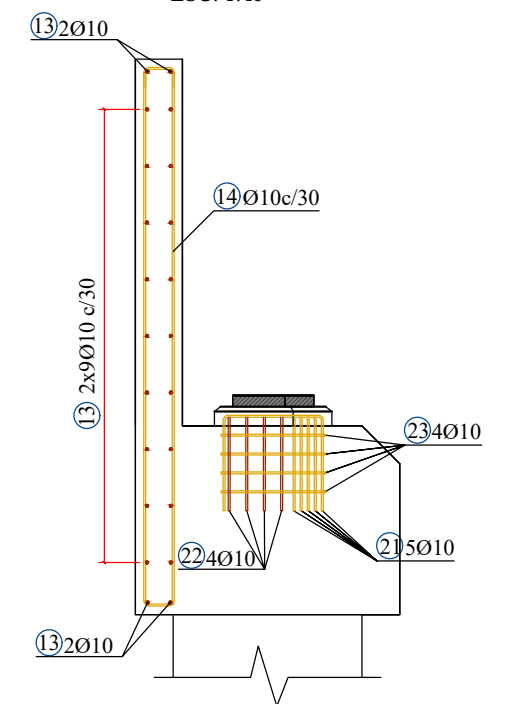
CORTE B-B

ESC. 1:40



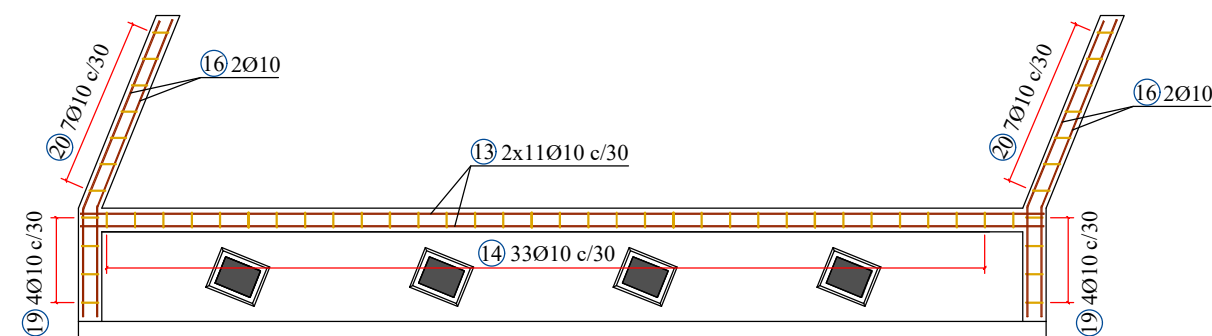
CORTE C-C

ESC. 1:40



ARMADURA VISTA EN PLANTA - PANTALLA Y ALEROS

ESC. 1:80



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARACHO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MATERIA :

CIV 502 - PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II

UNIVERSITARIO :

FERNANDO YAMIL GIRON FLORES

PROYECTO :

DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR PINOS SUD

CONTENIDO :

DETALLE ARMADURA ESTRIBO

ESCALA :

INDICADA

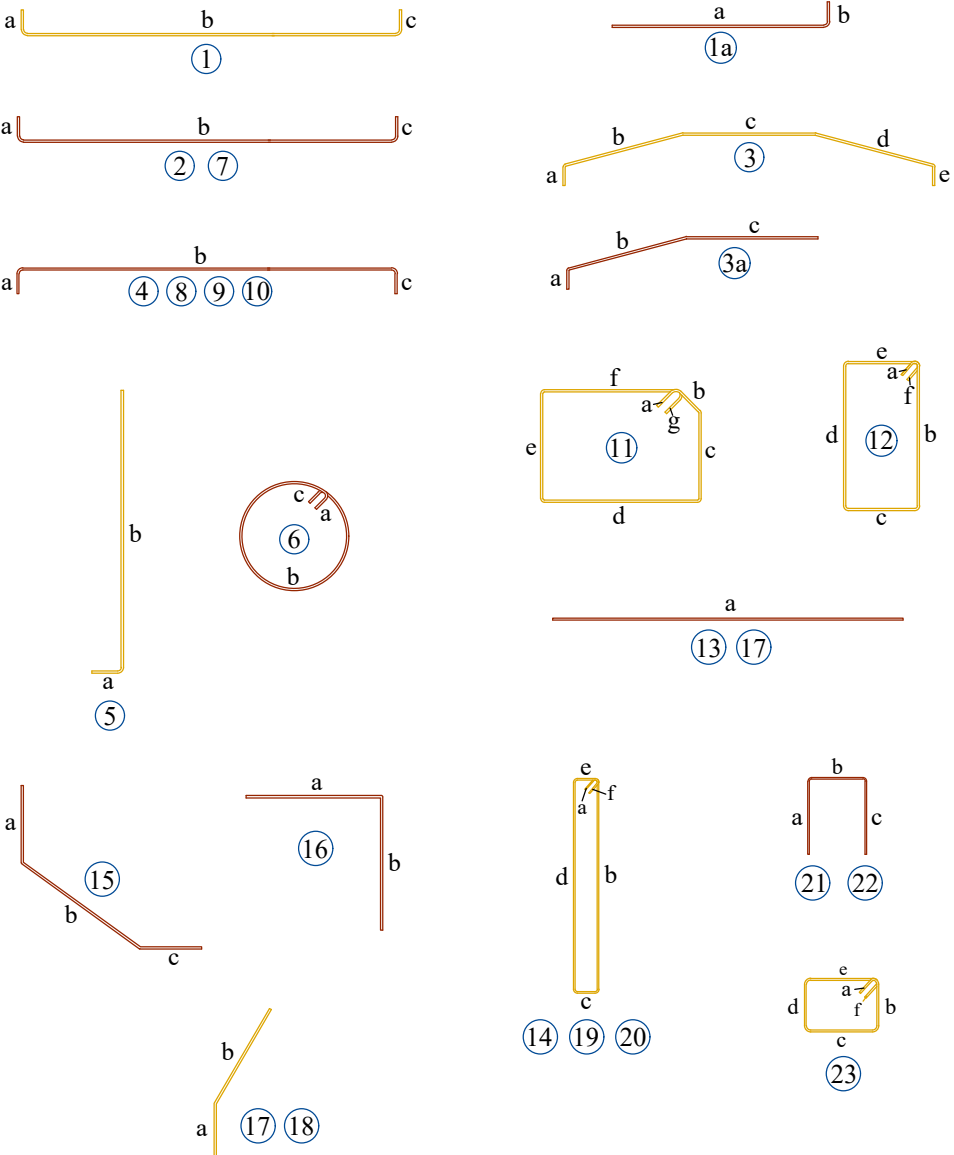
FECHA :

OCTUBRE 2025

PLANO N° :

4/5

PLANILLA DE FIERROS: ESTRIBO													
POS.	Diam. (mm.)	L. Unit. (m.)	N° PIEZAS	L. Total (m.)	P.Unit. (Kg/m.)	P. Total (Kg.)	Dimensiones Variables (m)						
							a	b	c	d	e	f	g
1	20	5,25	31	162,75	2,47	401,99	0,30	4,65	0,30				
1a	20	3,23	31	100,13	2,47	247,32	2,93	0,30					
2	20	9,65	24	231,60	2,47	572,05	0,30	9,05	0,30				
3	16	5,26	37	194,62	1,58	307,50	0,25	1,49	1,78	1,49	0,25		
3a	16	3,52	37	130,24	1,58	205,78	0,25	1,49	1,78				
4	16	9,55	20	191,00	1,58	301,78	0,25	9,05	0,25				
5	25	6,39	72	460,08	3,86	1775,91	0,45	5,94					
6	12	3,34	60	200,52	0,89	178,46	0,10	3,14	0,10				
7	16	11,15	9	100,35	1,58	158,55	0,50	10,15	0,50				
8	20	11,15	6	66,90	2,47	165,24	0,50	10,15	0,50				
9	20	11,15	1	11,15	2,47	27,54	0,50	10,15	0,50				
10	12	11,15	3	33,45	0,89	29,77	0,50	10,15	0,50				
11	12	4,62	51	235,62	0,89	209,70	0,10	0,26	0,75	1,33	0,93	1,15	0,10
12	12	3,00	51	153,00	0,89	136,17	0,10	0,93	0,47	0,93	0,47	0,10	
13	10	10,20	22	224,40	0,62	139,13	10,20						
14	10	6,20	33	204,60	0,62	126,85	0,10	2,85	0,15	2,85	0,15	0,10	
15	12	5,09	4	20,36	0,89	18,12	1,43	2,52	1,14				
16	12	6,20	4	24,80	0,89	22,07	3,35	2,85					
17	10	3,35	20	67,00	0,62	41,54	1,17	2,18					
18	10	2,22	16	35,52	0,62	22,02	1,17	1,05	Prom.				
19	10	6,26	8	50,08	0,62	31,05	0,10	2,87	0,16	2,87	0,16	0,10	
20	10	4,80	14	67,20	0,62	41,66	0,10	2,14	0,16	2,14	0,16	0,10	Prom.
21	10	1,40	20	28,00	0,62	17,36	0,50	0,40	0,50				
22	10	1,50	12	18,00	0,62	11,16	0,50	0,50	0,50				
23	10	2,00	16	32,00	0,62	19,84	0,10	0,40	0,50	0,40	0,50	0,10	
Total 1 Estribo Kg =						5208,58							
Total 2 Estribos Kg =						10417,17							



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARACHO
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MATERIA :
CIV 502 - PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II

UNIVERSITARIO :
FERNANDO YAMIL GIRON FLORES

PROYECTO :
DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR PINOS SUD
CONTENIDO :
PLANILLA DE ARMADURAS ESTRIBO

ESCALA :
INDICADA

FECHA :
OCTUBRE 2025

PLANO N° :
5/5