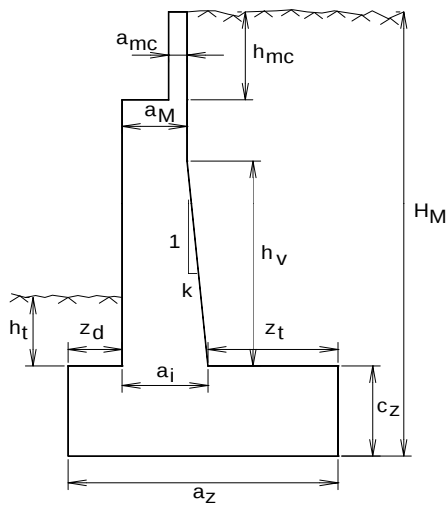


Diseño de Estribo



$H_M = 12.00\text{m}$ ángulo de fricción del relleno $\phi = 32^\circ$
 $a_z = 9.00\text{m}$ ángulo relleno muro $\delta = 16.00^\circ$
 $h_{mc} = 1.66\text{m}$ < de fricción del terreno con el muro = 30°
 $a_{mc} = 0.30\text{m}$ Coeficiente de Aceleración = 0.3
 $a_M = 1.40\text{m}$
 $h_v = 5.15\text{m}$
 $k = 0.08$
 $z_d = 2.00\text{m}$ Coef. sísmico = 0.15
 $c_z = 1.60\text{m}$ coef hz = 0.150
 $a_i = 1.812\text{m}$ coef vert = 0.075
 $z_t = 5.19\text{m}$ coef. fricción $f = 0.577$
 $h_t = 1.00\text{m}$ Long. Muro (m) 1.00

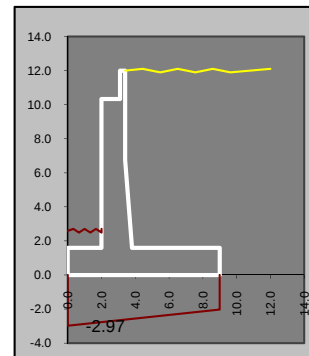
	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa	128.123	2.4	10.34
Carga vertical variable externa	68.64	2.4	
Fuerza de Frenado	5.925		13.8
Carga sísmica horizontal externa	48.733		10.34

(Teoría de Coulomb- superficies de presión)

$K_a = 0.294$
 p.e. relleno = 19.0 kN/m^3 Empuje = $0.5 \times 0.294 \times 19 \times 12^2 \times 1 = 402.44\text{ kN}$
 p.e. concreto = 25.0 kN/m^3 $E_h = 402.44 \times \cos(16^\circ) = 386.85\text{ kN}$
 $\sigma_{adm} = 3.00\text{ kgf/cm}^2$ $E_v = 402.44 \times \text{seno}(16^\circ) = 110.927\text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos

use $h_{eq} = 0.60\text{m}$
 $W_L = 11.40\text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

	Cargas verticales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	704.87	3.661	2580.21
2	EV Peso relleno	1086.40	6.249	6789.37
3	DC Carga vertical permanente externa	128.12	2.4	307.50
4	LL Carga vertical variable externa	68.64	2.4	164.74
5	EH Comp.vert. Empuje	110.93	9	998.35
6	LS SC sobre relleno	68.63	6.20	425.49
2	EV Peso relleno en punta	38.00	1	38

	Cargas horizontales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	386.85	4.000	1547.40
2	LS Empuje por sobrecarga	40.24	6.000	241.46
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okab)	128.25	7.200	923.38
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	268.69	5.470	1469.85
5	BR Fza de Frenado	5.93	13.800	81.77
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac,temp	12.81	10.340	132.48
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	48.73	10.340	503.90

Diseño de Estribo

coef hz = 0.15
coef vert = 0.08

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2} \quad k_{AE} = 0.4071$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 515.10 \text{ kN}$$

(EH) $E_{\text{activo}} = 386.85 \text{ kN}$ (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)
 $\Delta E = 128.25 \text{ kN}$ (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

Combinaciones de Carga

	DC	EV	EH*	LL	BR	LS	CR+SH+TU	EQ
Resistencia I	1.25	1.35	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia III	1.25	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Resistencia IIIa	0.90	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Evento Extremo I	1.25	1.35	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00
Evento Extremo Ia	0.90	1.00	1.50	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00

maximo minimo
 * 1.35 0.90 Coeficiente de reposo
 1.50 0.90 Coeficiente activo

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V _u
V _n	704.87	1124.40	128.12	68.64	110.93	68.63	Total
Resistencia I	881.09	1517.94	160.15	120.12	166.39	120.10	2965.80
Resistencia Ia	634.39	1124.40	115.31	120.12	166.39	0.00	2160.61
Resistencia III	881.09	1517.94	160.15	0.00	166.39	0.00	2725.58
Resistencia IIIa	634.39	1124.40	115.31	0.00	166.39	0.00	2040.49
Evento Extremo I	881.09	1517.94	160.15	34.32	166.39	34.31	2794.21
Evento Extremo Ia	634.39	1124.40	115.31	0.00	166.39	34.31	2074.80
Servicio I	704.87	1124.40	128.12	68.64	110.93	68.63	2205.59

Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M _{Vu}
M _{Vn}	2580.21	6827.37	307.50	164.74	998.35	425.49	38.00	Total
Resistencia I	3225.26	9216.95	384.37	288.29	1497.52	744.61		15357.01
Resistencia Ia	2322.19	6827.37	276.75	288.29	1497.52	0.00		11212.11
Resistencia III	3225.26	9216.95	384.37	0.00	1497.52	0.00		14324.10
Resistencia IIIa	2322.19	6827.37	276.75	0.00	1497.52	0.00		10923.83
Evento Extremo I	3225.26	9216.95	384.37	82.37	1497.52	212.75		14619.22
Evento Extremo Ia	2322.19	6827.37	276.75	0.00	1497.52	212.75		11136.57
Servicio I	2580.21	6827.37	307.50	164.74	998.35	425.49		11303.65

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H _u
H _n	386.85	40.24	128.25	268.69	5.93	12.81	48.73	Total
Resistencia I	580.28	70.43	0.00	0.00	10.37	6.41	0.00	667.48
Resistencia Ia	580.28	70.43	0.00	0.00	10.37	6.41	0.00	667.48
Resistencia III	580.28	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	0.00	586.68
Resistencia IIIa	580.28	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	0.00	586.68
Evento Extremo I	580.28	20.12	128.25	268.69	2.96	0.00	48.73	1049.03
Evento Extremo Ia	580.28	20.12	128.25	268.69	2.96	0.00	48.73	1049.03
Servicio I	386.85	40.24	0.00	0.00	5.93	12.81	0.00	445.83

Diseño de Estribo

Momento debido a H_u (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M_{Hu}
M_{Hn}	1547.40	241.46	923.38	1469.85	81.77	132.48	503.90	Total
Resistencia I	2321.10	422.56	0.00	0.00	143.09	66.24	0.00	2952.99
Resistencia Ia	2321.10	422.56	0.00	0.00	143.09	66.24	0.00	2952.99
Resistencia III	2321.10	0.00	0.00	0.00	0.00	66.24	0.00	2387.34
Resistencia IIIa	2321.10	0.00	0.00	0.00	0.00	66.24	0.00	2387.34
Evento Extremo I	2321.10	120.73	923.38	1469.85	40.88	0.00	503.90	5379.84
Evento Extremo Ia	2321.10	120.73	923.38	1469.85	40.88	0.00	503.90	5379.84
Servicio I	1547.40	241.46	0.00	0.00	81.77	132.48	0.00	2003.11

Estabilidad y condiciones de seguridad

Deberán satisfacerse tres condiciones: Excentricidad, Deslizamiento y capacidad de portante

Excentricidad

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{m\acute{a}x}$	Margen de diseño %
Resistencia I	2965.80	667.48	15357.01	2952.99	4.182	0.318	2.250	85.88
Resistencia Ia	2160.61	667.48	11212.11	2952.99	3.823	0.677	2.250	69.89
Resistencia III	2725.58	586.68	14324.10	2387.34	4.380	0.120	2.250	94.65
Resistencia IIIa	2040.49	586.68	10923.83	2387.34	4.184	0.316	2.250	85.94
Evento Extremo I	2794.21	1049.03	14619.22	5379.84	3.307	1.193	3.000	60.22
Evento Extremo Ia	2074.80	1049.03	11136.57	5379.84	2.775	1.725	3.000	42.49
Servicio I	2205.59		11303.65	2003.11	4.217	0.283		

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	2965.80	0.58	1711.27	0.80	1369.013	667.48	51.24
Resistencia Ia	2160.61	0.58	1246.67	0.80	997.338	667.48	33.07
Resistencia III	2725.58	0.58	1572.66	0.80	1258.128	586.68	53.37
Resistencia IIIa	2040.49	0.58	1177.36	0.80	941.890	586.68	37.71
Evento Extremo I	2794.21	0.58	1612.26	1.00	1612.261	1049.03	34.93
Evento Extremo Ia	2074.80	0.58	1197.16	1.00	1197.16	1049.03	12.37

Capacidad portante

Presión trapezoidal

Presión rectangular
equivalente

	(1) V_L/B	(2) $6V_L \cdot e/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	σ_{min} (Mpa)	Long. Comprimida	σ_m (Mpa)
Resistencia I	329.53	69.78	0.399	0.260	9.000	0.355
Resistencia Ia	240.07	108.42	0.348	0.132	9.000	0.283
Resistencia III	302.84	24.32	0.327	0.279	9.000	0.311
Resistencia IIIa	226.72	47.83	0.275	0.179	9.000	0.244
Evento Extremo I	310.47	247.01	0.557	0.063	9.000	0.423
Servicio I	245.07	46.27	0.291	0.199	9.000	0.262

Diseño de Estribo

DISEÑO



altura zapata = 1.60m
 espesor garganta pantalla = 1.81m
 long. punta = 2.00m
 long. Talon = 5.19m

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $f'_c = 21 \text{ MPa}$

H = 12.00m

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

$M_u = 941.8 \text{ kN.m}$

$d = 153.7 \text{ cm}$

$A_s = 14.76 \text{ cm}^2$

$1.2M_{cr} = 1478.2 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 25.96 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
$\phi(\text{pulg})$	1
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	33.78

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

USE $A_s = 25.96 \text{ cm}^2$

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m ²)	R1d (kN)	x1 (m)	0.85*d (x)	T (kN)	As (cm ²)
Resistencia I	399.32	259.75	9.000	361.28	810.22	1.250	1.306	775.24	20.51
Resistencia Ia	348.48	131.65	9.000	289.39	694.04	1.269	1.306	674.25	17.84
Resistencia III	327.16	278.52	9.000	313.91	663.62	1.237	1.306	628.10	16.62
Resistencia IIIa	274.55	178.89	9.000	248.48	553.19	1.250	1.306	529.34	14.00
Evento Extremo I	557.47	63.46	9.000	422.83	1079.69	1.289	1.306	1065.30	25.36

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m ²)	Md (kN.m)	As cm ²	As _{min} cm ²	As _{requer.} cm ²
Resistencia I	399.32	259.75	9.000	340.20	674.81	11.72	25.96	15.63
Resistencia Ia	348.48	131.65	9.000	256.64	811.29	14.12	25.96	18.82
Resistencia III	327.16	278.52	9.000	306.56	388.83	6.73	25.96	8.97
Resistencia IIIa	274.55	178.89	9.000	234.03	488.90	8.47	25.96	11.29
Evento Extremo I	557.47	63.46	9.000	348.23	2208.06	35.15	25.96	35.15

USE $A_s = 35.15 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_2
$\phi(\text{pulg})$	1
sep(cm)	12.5 cm
Adisp(*)	40.54

Fisuración (SERVICIO I)

$M = 436.32 \text{ kN.m}$

$A_{s_{\text{dispuesto}}} = 40.54 \text{ cm}^2$

$n = 8.6$

$f_s = 74.81 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 0.500$

$\beta_s = 1.046$

Espac.máx = 300 mm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$E_c = 23168.3 \text{ MPa}$

relación modular

Esfuerzo actuante en el acero

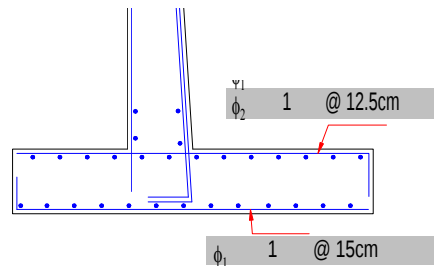
para estructuras enterradas y en contacto con el agua

Refuerzo transversal

Se suministrará en las superficies expuestas por efecto de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 12.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USE $\phi \quad 5/8 @ 15\text{cm}$



Diseño de Estribo

Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla

$h = 10.40\text{m}$

por Resistencia

$M_u = 1984.8 \text{ kN.m}$

$N_u = 762.113 \text{ kN}$



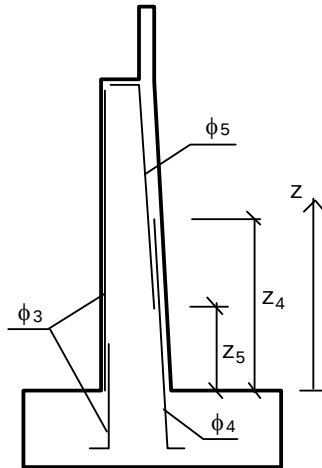
$\eta = 0.95$
 $A_s = 30.65 \text{ cm}^2$

Por evento Extremo

$M_u = 3560.5 \text{ kN.m}$

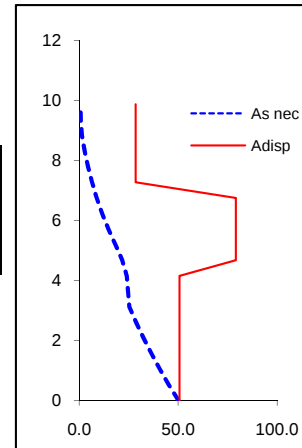


$A_s = 50.15 \text{ cm}^2$



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
$\phi(\text{pulg})$	5/8	1	3/4
sep(cm)	12.5 cm	10.0 cm	10.0 cm
Adisp ^(*)	15.83	50.67	

Intervalo de armadura	
$z_4 \text{ (m)}$	7.10
$z_5 \text{ (m)}$	3.90



Comprobación a cortante

$V_u = 371.849 \text{ kN}$

$d_v = 157.437 \text{ cm}$

$ag = 3/4 \text{ in}$

(Tamaño del agregado)

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.008$

$s_{xe} = 1572 \text{ mm}$

$\theta = 52.6$

$\beta = 1.6$

$V_c = 958.11 \text{ BIEN}$

Comprobación a Fisuración

$M = 1372.93 \text{ kN.m}$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$A_{s\text{dispuesto}} = 50.67 \text{ cm}^2$

$E_c = 23168.3 \text{ MPa}$

$n = 8.6$

relación modular

$f_s = 165.94 \text{ MPa}$

Esfuerzo actuante en el acero

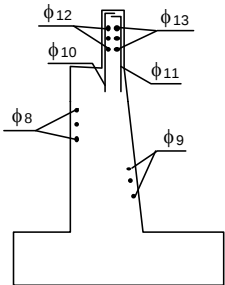
$\gamma_c = 0.500$

$\beta_s = 1.041$

Espac.máx = 25.6 cm

Diseño de Estribo

Resto de armadura



espesor del muro contra = 0.30m
cuantía geométrica horizontal de muro= 1.80 o/oo
cuantía geométrica vertical de muro= 1.80 o/oo

Familia	$\phi_8 + \phi_9$		$\phi_{10} + \phi_{11}$		$\phi_{12} + \phi_{13}$	
Anec ^(*) (cn)	28.9		5.4		5.4	
ϕ (in)	3/4	5/8	1/2	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	15.0	20.0	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cn)	28.9		10.1		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica