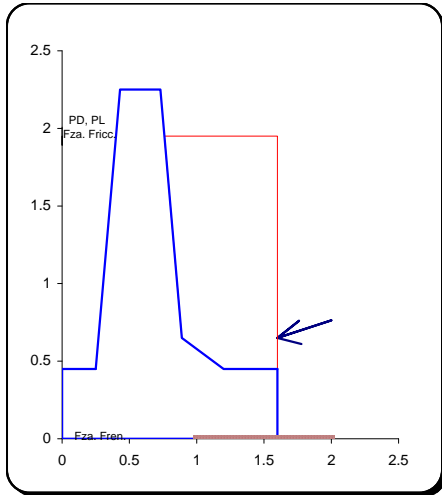


**Muro H=1.5**



$\Phi = 33^\circ$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$k_A = 0.2948$

Empuje =  $0.5 \times 0.295 \times 19 \times 1.95^2 \times 1 = 10.649 \text{ kN}$

$E_h = 10.649 \times \cos(16.5) = 10.211 \text{ kN}$

$E_v = 10.649 \times \text{seno}(16.5) = 3.025 \text{ kN}$

Deslizamiento y Vuelco

$\gamma_d = 2.470$

$\gamma_v = 5.228$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

$h_{\text{estribo}}$	$h_{\text{eq}}$
1.5	0.6
3	0.6
6	0.6

use  $h_{\text{eq}} = 0.60\text{m}$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{\text{eq}} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	DC	Peso estribo	37.91	0.686	25.99
2	EV	Peso relleno	21.25	1.222	25.97
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	3.02	1.6	4.84
6	LS	SC sobre relleno	9.576	1.18	11.30

Cargas horizontales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	10.21	0.650	6.64
2	LS	Empuje por sobrecarga	6.55	0.975	6.39
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	4.31	1.170	5.04
4	EQ	Fuerza inercial del muro	6.63	0.773	5.12
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	1.950	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	1.950	0.00

$\beta$	11.51°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	0.00°

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.5057$

$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 16.67 \text{ kN}$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 12.36 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 4.31 \text{ kN}$  (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)



### Muro H=1.5

Momento debido a Hu (kN.m)

Ítems	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	6.64	6.39	5.04	5.12	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	9.96	11.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.14
Resistencia Ia	9.96	11.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.14
Resistencia III	9.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.96
Resistencia IIIa	9.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.96
Evento Extremo I	9.96	3.19	5.04	5.12	0.00	0.00	0.00	23.32
Evento Extremo Ia	9.96	3.19	5.04	5.12	0.00	0.00	0.00	23.32
Servicio I	6.64	6.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.03

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	97.37	26.79	94.58	21.14	0.754	0.046	0.400	88.57
Resistencia Ia	59.91	26.79	56.62	21.14	0.592	0.208	0.400	48.08
Resistencia III	80.61	15.32	74.81	9.96	0.805	-0.005	0.400	101.13
Resistencia IIIa	59.90	15.32	56.62	9.96	0.779	0.021	0.400	94.75
Evento Extremo I	85.40	33.45	80.46	23.32	0.669	0.131	0.533	75.45
Evento Extremo Ia	64.69	33.45	62.27	23.32	0.602	0.198	0.533	62.89
Servicio I	71.76		68.10	13.03	0.767	0.033		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

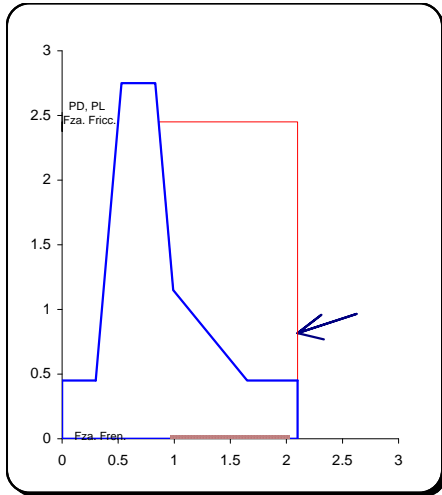
	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	97.37	0.58	56.18	0.80	44.946	26.79	40.40
Resistencia Ia	59.91	0.58	34.57	0.80	27.653	26.79	3.13
Resistencia III	80.61	0.58	46.51	0.80	37.209	15.32	58.84
Resistencia IIIa	59.90	0.58	34.56	0.80	27.652	15.32	44.61
Evento Extremo I	85.40	0.58	49.27	1.00	49.275	33.45	32.12
Evento Extremo Ia	64.69	0.58	37.33	1.00	37.328	33.45	10.40

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$

#### Capacidad portante

			Presión trapezoidal		Presión rectangular equivalente	longitud comprimida (m)
	(1)	(2)	σ <sub>máx</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>m</sub>	
	V <sub>L</sub> /B	6V <sub>L</sub> .e/B <sup>2</sup>	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
Resistencia I	60.86	10.43	0.071	0.050	0.065	1.600
Resistencia Ia	37.44	29.16	0.067	0.008	0.051	1.600
Resistencia III	50.38	-0.85	0.050	0.051	0.050	1.600
Resistencia IIIa	37.44	2.95	0.040	0.034	0.038	1.600
Evento Extremo I	53.37	26.21	0.080	0.027	0.064	1.600
Servicio I	44.85	5.47	0.050	0.039	0.047	1.600

**Muro H=2**



$\Phi = 33^\circ$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$k_A = 0.2948$

Empuje =  $0.5 \times 0.295 \times 19 \times 2.45^2 \times 1 = 16.811 \text{ kN}$

$E_h = 16.811 \times \cos(16.5) = 16.118 \text{ kN}$

$E_v = 16.811 \times \text{seno}(16.5) = 4.774 \text{ kN}$

Deslizamiento y Vuelco

$\gamma_d = 2.701$

$\gamma_v = 6.069$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

$h_{\text{estribo}}$	$h_{\text{eq}}$
1.5	0.6
3	0.6
6	0.6

use  $h_{\text{eq}} = 0.60\text{m}$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{\text{eq}} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	DC	Peso estribo	55.71	0.876	48.78
2	EV	Peso relleno	39.40	1.558	61.38
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	4.77	2.1	10.03
6	LS	SC sobre relleno	14.136	1.48	20.92

Cargas horizontales			Fuerza	Brazo	Momento
Items			(kN)	(m)	(kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	16.12	0.817	13.16
2	LS	Empuje por sobrecarga	8.23	1.225	10.09
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	7.11	1.470	10.46
4	EQ	Fuerza inercial del muro	9.75	0.886	8.64
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	2.450	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	2.450	0.00

$\beta$	15.58°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	0.00°

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.5517$

$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 28.71 \text{ kN}$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 21.59 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 7.11 \text{ kN}$  (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)



## Muro H=2

Momento debido a Hu (kN.m)

Ítems	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	13.16	10.09	10.46	8.64	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	19.75	17.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.40
Resistencia Ia	19.75	17.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.40
Resistencia III	19.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.75
Resistencia IIIa	19.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.75
Evento Extremo I	19.75	5.04	10.46	8.64	0.00	0.00	0.00	43.89
Evento Extremo Ia	19.75	5.04	10.46	8.64	0.00	0.00	0.00	43.89
Servicio I	13.16	10.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.25

### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	154.72	38.59	195.49	37.40	1.022	0.028	0.525	94.63
Resistencia Ia	96.70	38.59	120.32	37.40	0.858	0.192	0.525	63.35
Resistencia III	129.98	24.18	158.88	19.75	1.070	-0.020	0.525	103.89
Resistencia IIIa	96.70	24.18	120.32	19.75	1.040	0.010	0.525	98.12
Evento Extremo I	137.05	54.77	169.34	43.89	0.915	0.135	0.700	80.76
Evento Extremo Ia	103.76	54.77	130.78	43.89	0.837	0.213	0.700	69.63
Servicio I	114.02		141.11	23.25	1.034	0.016		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

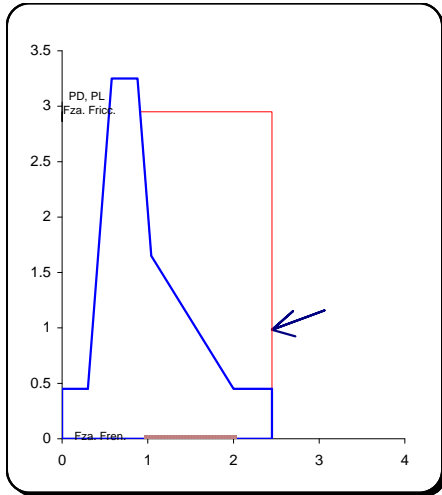
	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	154.72	0.58	89.27	0.80	71.419	38.59	45.97
Resistencia Ia	96.70	0.58	55.79	0.80	44.635	38.59	13.55
Resistencia III	129.98	0.58	75.00	0.80	60.000	24.18	59.70
Resistencia IIIa	96.70	0.58	55.79	0.80	44.635	24.18	45.83
Evento Extremo I	137.05	0.58	79.08	1.00	79.078	54.77	30.74
Evento Extremo Ia	103.76	0.58	59.87	1.00	59.872	54.77	8.53

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$

#### Capacidad portante

			Presión trapezoidal		Presión rectangular equivalente	longitud comprimida (m)
	(1)	(2)	σ <sub>máx</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>m</sub>	
	V <sub>L</sub> /B	6V <sub>L</sub> .e/B <sup>2</sup>	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
Resistencia I	73.68	5.94	0.080	0.068	0.076	2.100
Resistencia Ia	46.05	25.32	0.071	0.021	0.056	2.100
Resistencia III	61.90	-3.61	0.058	0.066	0.061	2.100
Resistencia IIIa	46.05	1.30	0.047	0.045	0.046	2.100
Evento Extremo I	65.26	25.11	0.090	0.040	0.075	2.100
Servicio I	54.29	2.53	0.057	0.052	0.055	2.100

**Muro H=2.5**



$\Phi = 33^\circ$

$$k_A = \cos(i) \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\phi)}}$$

$k_A = 0.2948$

Empuje =  $0.5 \times 0.295 \times 19 \times 2.95^2 \times 1 = 24.372 \text{ kN}$

$E_h = 24.372 \times \cos(16.5) = 23.369 \text{ kN}$

$E_v = 24.372 \times \text{seno}(16.5) = 6.922 \text{ kN}$

Deslizamiento y Vuelco

$\gamma_d = 2.740$

$\gamma_v = 6.016$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

$h_{\text{estribo}}$	$h_{\text{eq}}$
1.5	0.6
3	0.6
6	0.6

use  $h_{\text{eq}} = 0.60\text{m}$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{\text{eq}} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$

Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza	Brazo	Momento
Ítems			(kN)	(m)	(kN.m)
1	DC	Peso estribo	75.92	1.003	76.18
2	EV	Peso relleno	57.64	1.797	103.59
3	DC	Reaccion superestructura	0.00	0	0.00
4	LL	Reacción SC	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	6.92	2.45	16.96
6	LS	SC sobre relleno	17.556	1.68	29.49

Cargas horizontales			Fuerza	Brazo	Momento
Ítems			(kN)	(m)	(kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	23.37	0.983	22.98
2	LS	Empuje por sobrecarga	9.91	1.475	14.62
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	10.75	1.770	19.03
4	EQ	Fuerza inercial del muro	13.29	1.026	13.63
5	BR	Fza de frenado	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	2.950	0.00
7	EQ	Fuerza Inercial de la superestructura	0.00	2.950	0.00

$\beta$	18.87°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	0.00°

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.5934$

$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 44.77 \text{ kN}$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 34.01 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 10.75 \text{ kN}$  (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)





## Muro H=2.5

Momento debido a Hu (kN.m)

Ítems	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	R+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	22.98	14.62	19.03	13.63	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	34.47	25.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.06
Resistencia Ia	34.47	25.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.06
Resistencia III	34.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.47
Resistencia IIIa	34.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.47
Evento Extremo I	34.47	7.31	19.03	13.63	0.00	0.00	0.00	74.45
Evento Extremo Ia	34.47	7.31	19.03	13.63	0.00	0.00	0.00	74.45
Servicio I	22.98	14.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.60

### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Margen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Excentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	213.81	52.40	312.12	60.06	1.179	0.046	0.613	92.47
Resistencia Ia	136.35	52.40	197.59	60.06	1.009	0.216	0.613	64.68
Resistencia III	183.09	35.05	260.51	34.47	1.235	-0.010	0.613	101.56
Resistencia IIIa	136.35	35.05	197.59	34.47	1.196	0.029	0.613	95.33
Evento Extremo I	191.87	82.27	275.25	74.45	1.047	0.178	0.817	78.15
Evento Extremo Ia	145.12	82.27	212.34	74.45	0.950	0.275	0.817	66.34
Servicio I	158.03		226.22	37.60	1.194	0.031		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	213.81	0.58	123.37	0.80	98.697	52.40	46.90
Resistencia Ia	136.35	0.58	78.67	0.80	62.938	52.40	16.74
Resistencia III	183.09	0.58	105.64	0.80	84.514	35.05	58.52
Resistencia IIIa	136.35	0.58	78.67	0.80	62.937	35.05	44.30
Evento Extremo I	191.87	0.58	110.71	1.00	110.708	82.27	25.68
Evento Extremo Ia	145.12	0.58	83.74	1.00	83.737	82.27	1.75

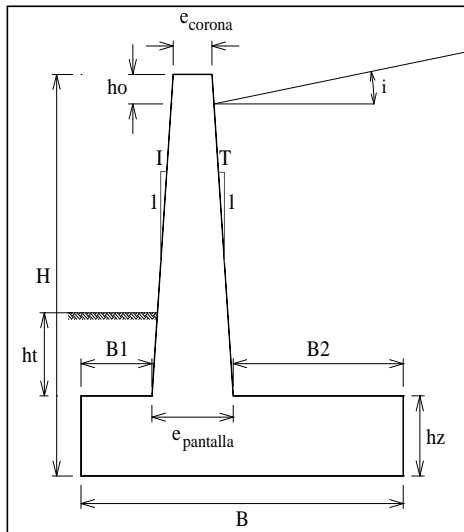
donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$

#### Capacidad portante

	(1)	(2)	Presión trapezoidal	Presión rectangular equivalente	longitud comprimida	
	V <sub>L</sub> /B	6V <sub>L</sub> .e/B <sup>2</sup>	σ <sub>máx</sub> (Mpa)	σ <sub>min</sub> (Mpa)	σ <sub>m</sub> (Mpa)	
Resistencia I	87.27	9.86	0.097	0.077	0.091	2.450
Resistencia Ia	55.65	29.48	0.085	0.026	0.068	2.450
Resistencia III	74.73	-1.75	0.073	0.076	0.074	2.450
Resistencia IIIa	55.65	3.90	0.060	0.052	0.057	2.450
Evento Extremo I	78.31	34.22	0.113	0.044	0.092	2.450
Servicio I	64.50	4.97	0.069	0.060	0.066	2.450

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m



H = 3.80m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 2.40m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.30m	
hz = 0.50m	
$e_{pantalla} = 0.58m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 1.52m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 3.5^2 \times 1 = 32.285 \text{ kN}$

$E_h = 32.285 \times \cos(16.5) = 30.956 \text{ kN}$

$E_v = 32.285 \times \text{seno}(16.5) = 9.169 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

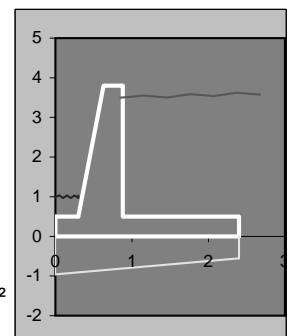
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	64.24	0.913	58.65
2	EV	Peso relleno	87.96	1.644	144.58
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	9.17	2.4	22.01
6	LS	SC sobre relleno	17.33	1.64	28.42
2	EV	Peso relleno en punta	2.85	0.15	0.4275

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	30.96	1.167	36.11
2	LS	Empuje por sobrecarga	11.07	1.750	19.37
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	13.98	2.100	29.37
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	26.63	1.653	44.02
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 44.94 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 30.96 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 13.98 \text{ kN}$  (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

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	64.24	90.81	0.00	0.00	9.17	17.33	Total
Resistencia I	80.30	122.59	0.00	0.00	13.75	30.32	246.96
Resistencia Ia	57.81	90.81	0.00	0.00	13.75	0.00	162.38
Resistencia III	80.30	122.59	0.00	0.00	13.75	0.00	216.64
Resistencia IIIa	57.81	90.81	0.00	0.00	13.75	0.00	162.38
Evento Extremo I	80.30	122.59	0.00	0.00	13.75	8.66	225.30
Evento Extremo Ia	57.81	90.81	0.00	0.00	13.75	8.66	171.04
Servicio I	64.24	90.81	0.00	0.00	9.17	17.33	181.54

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	58.65	145.01	0.00	0.00	22.01	28.42		Total
Resistencia I	73.31	195.76	0.00	0.00	33.01	49.73		351.82
Resistencia Ia	52.79	145.01	0.00	0.00	33.01	0.00		230.81
Resistencia III	73.31	195.76	0.00	0.00	33.01	0.00		302.09
Resistencia IIIa	52.79	145.01	0.00	0.00	33.01	0.00		230.81
Evento Extremo I	73.31	195.76	0.00	0.00	33.01	14.21		316.30
Evento Extremo Ia	52.79	145.01	0.00	0.00	33.01	14.21		245.02
Servicio I	58.65	145.01	0.00	0.00	22.01	28.42		254.09

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	30.96	11.07	13.98	26.63	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	46.43	19.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	65.80
Resistencia Ia	46.43	19.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	65.80
Resistencia III	46.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.43
Resistencia IIIa	46.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.43
Evento Extremo I	46.43	5.53	13.98	26.63	0.00	0.00	0.00	92.59
Evento Extremo Ia	46.43	5.53	13.98	26.63	0.00	0.00	0.00	92.59
Servicio I	30.96	11.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.02

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	36.11	19.37	29.37	44.02	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	54.17	33.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	88.07
Resistencia Ia	54.17	33.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	88.07
Resistencia III	54.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.17
Resistencia IIIa	54.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	54.17
Evento Extremo I	54.17	9.69	29.37	44.02	0.00	0.00	0.00	137.24
Evento Extremo Ia	54.17	9.69	29.37	44.02	0.00	0.00	0.00	137.24
Servicio I	36.11	19.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	55.49

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

**Exentricidad** El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	246.96	65.80	351.82	88.07	1.068	0.132	0.600	77.99
Resistencia Ia	162.38	65.80	230.81	88.07	0.879	0.321	0.600	46.51
Resistencia III	216.64	46.43	302.09	54.17	1.144	0.056	0.600	90.73
Resistencia IIIa	162.38	46.43	230.81	54.17	1.088	0.112	0.600	81.30
Evento Extremo I	225.30	92.59	316.30	137.24	0.795	0.405	0.800	49.34
Evento Extremo Ia	171.04	92.59	245.02	137.24	0.630	0.570	0.800	28.76
Servicio I	181.54		254.09	55.49	1.094	0.106		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### **Deslizamiento**

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	246.96	0.55	135.77	0.80	108.616		65.80	39.42
Resistencia Ia	162.38	0.55	89.27	0.80	71.413		65.80	7.85
Resistencia III	216.64	0.55	119.10	0.80	95.279		46.43	51.27
Resistencia IIIa	162.38	0.55	89.27	0.80	71.413		46.43	34.98
Evento Extremo I	225.30	0.55	123.86	1.00	123.862		92.59	25.25
Evento Extremo Ia	171.04	0.55	94.03	1.00	94.030		92.59	1.54

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	(Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	102.90	33.97	0.137	0.069	2.40	0.116	< 0.265
Resistencia Ia	67.66	54.29	0.122	0.013	2.40	0.092	< 0.265
Resistencia III	90.27	12.56	0.103	0.078	2.40	0.095	< 0.265
Resistencia IIIa	67.66	18.98	0.087	0.049	2.40	0.075	< 0.265
Evento Extremo I	93.88	95.12	0.189	0.000	2.38	0.142	< 0.352
Evento Extremo Ia	71.27	101.54	0.181	0.000	1.89	0.136	< 0.352
Servicio I	75.64	20.05	0.096	0.056	2.40	0.083	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.50m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.58m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.30m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 1.52m

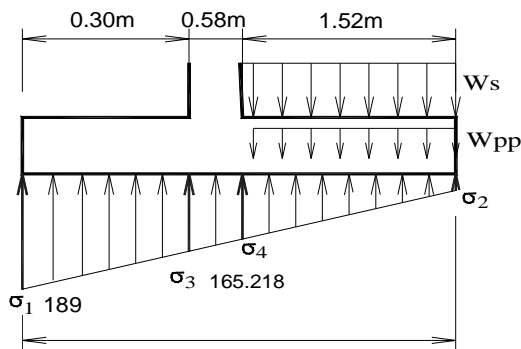
**H = 3.50m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

#### Evento Extremo I

El diseo se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



$W_s = 57.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 12.50 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu_1 = 173.38 \text{ kN/m}^2$  [  $-12.5 \times 1.25 + 189$  ]  
 $qu_3 = 149.59 \text{ kN/m}^2$  [  $-12.5 \times 1.25 + 165.22$  ]

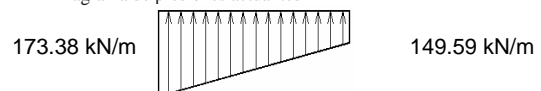
Diagrama de Fzas. Cortantes



Diagrama de Mtos. Flectores



Diagrama de presiones actuantes



$3X = 2.38 \text{ m}$   
 $d = 44.4 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 7.4 \text{ kN.m}$        $A_s = 0.40 \text{ cm}^2$   
 refuerzo mínimo requerido por agrietamiento       $1.2M_{cr} = 144.4 \text{ kN.m}$        $A_{s_{cr}} = 8.81 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	0.85*d	T	As
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	Comprimida	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm <sup>2</sup> )
Resistencia I	136.87	68.93	2.400	124.27	51.15	0.227	0.377	30.71	0.81
Resistencia Ia	121.94	13.37	2.400	101.81	44.78	0.230	0.377	27.28	0.72
Resistencia III	102.82	77.71	2.400	98.17	37.77	0.225	0.377	22.47	0.59
Resistencia IIIa	86.63	48.68	2.400	79.59	31.98	0.226	0.377	19.16	0.51
Evento Extremo I	189.00	0.00	2.384	153.73	69.30	0.231	0.377	42.40	1.01

USE  $4/3A_s = 1.35 \text{ cm}^2$

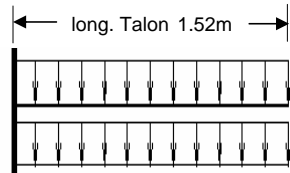
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	40.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	3.17

**DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

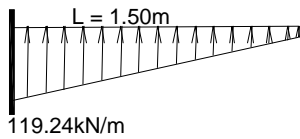
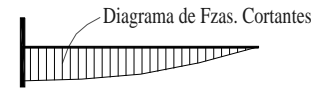
H-hz-h0 = 3.00m

**ZAPATA POSTERIOR (TALON)**

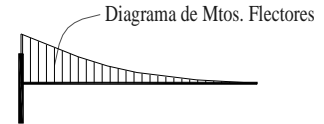
Evento Extremo I



$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$   
 $1\text{m} \times 3\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 76.95\text{ kN/m}$   
 $V_u = 59.7\text{ kN}$   
 $1\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 15.625\text{ kN/m}$



$M_u = 68.6\text{ kN.m}$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$



para  $M_u = 68.6\text{ kN.m}$        $A_s = 3.71\text{ cm}^2$

USE  $4/3 A_s = 4.95\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	6.33

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{min}}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{requer.}}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	136.87	68.93	2.400	111.96	33.79	2.02	8.81	2.70
Resistencia Ia	121.94	13.37	2.400	82.13	36.92	2.21	8.81	2.95
Resistencia III	102.82	77.71	2.400	93.62	11.05	0.66	8.81	0.88
Resistencia IIIa	86.63	48.68	2.400	72.72	13.35	0.80	8.81	1.06
Evento Extremo I	189.00	0.00	2.384	119.24	68.57	3.71	8.81	4.95

**Fisuración (SERVICIO I)**

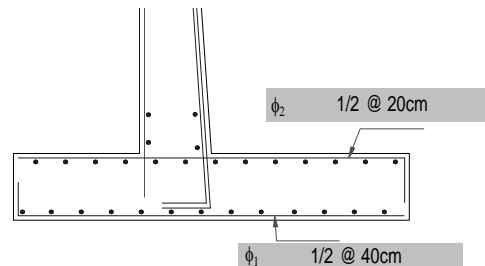
$M = 27.35\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s_{\text{dispuesto}}} = 6.33\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 6.2\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 81884.77\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 102.01\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.181$   
 Espac.máx = 300 mm

**Refuerzo transversal (art. 5.10.8)**

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

$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$        $A_s > 3.69\text{ cm}^2/\text{m}$

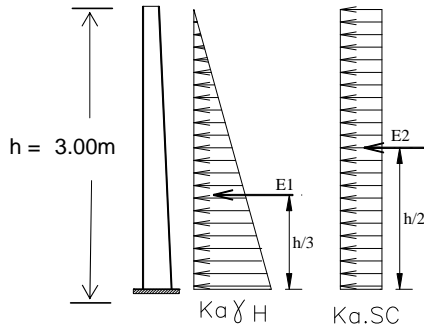
USE  $\phi$  1/2 @ 30cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.00m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 22.7 \text{ kN}$        $M_1 = 22.7 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 9.5 \text{ kN}$        $M_2 = 14.2 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 36.97 \text{ kN.m}$

$M_u = 56.1 \text{ kN.m}$        $As = 2.85 \text{ cm}^2$

$N_u = 36.961 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

kN.m/ml

Fza Momento

Empuje relleno	22.74	22.74
Empuje dinámico (M.O.)	10.27	18.49
Fuerza Inercial Muro	5.99	8.58
Fuerza Inercial Relleno	15.39	23.09
Empuje de la sobrecarga	9.49	14.23
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$M_u = 86.8 \text{ kN.m}$        $As = 3.98 \text{ cm}^2$

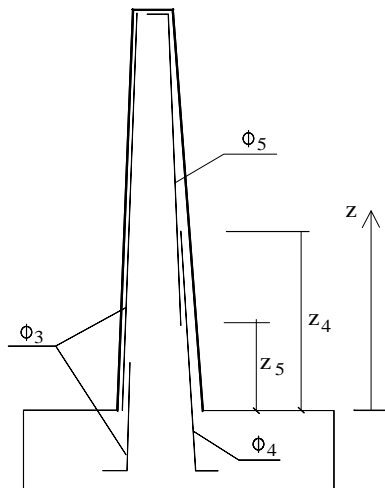
#### Verificación del peralte por servicio

$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$        $M = 36.97$   
 $n = E_s/E_c = 8$   
 $k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$   
 $j = 1 - k/3 = 0.905$   
 luego  $d_{min} = 18.45 \text{ cm}$

peralte efectivo en garganta :

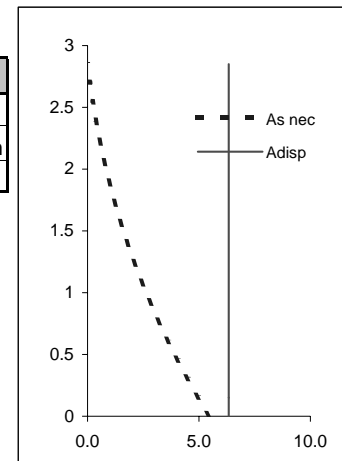
$d = 52.37 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	40.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	3.17	6.33	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	11.35
$z_5$ (m)	10.65



#### Comprobación a cortante

$V_u = 48.182 \text{ kN}$   
 $d_v = 47.1285 \text{ cm}$   
 $ag = 3/4 \text{ in}$   
 $\epsilon_x (\times 10^3) = 1.174$   
 $s_{xe} = 200 \text{ mm}$   
 $\theta = 33.11$   
 $\beta = 2.78$   
 $V_c = 497.90 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

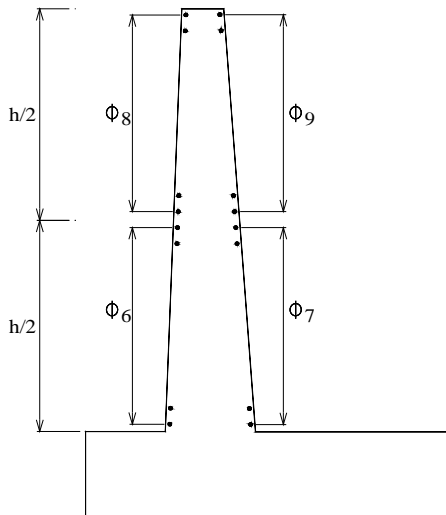
H-hz-h0 = 3.00m

#### Comprobación a Fisuración

M = 36.97 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 6.33 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 6.8 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 115705.2 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 116.49 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.135$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



espesor promedio = 0.42m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

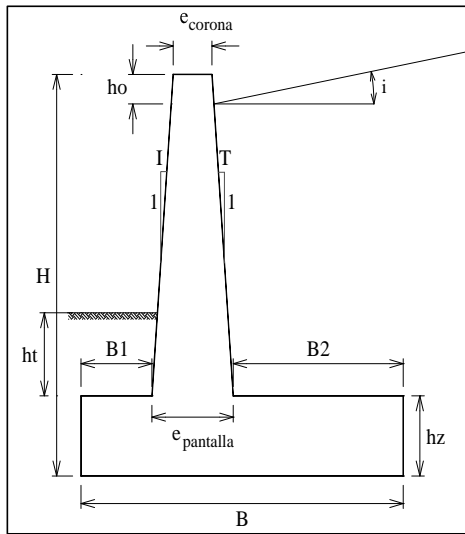
Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	9.0		6.0	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	10.1		7.9	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



**DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

H-hz-h0 = 3.50m



H = 4.30m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 2.70m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.30m	
hz = 0.50m	
$e_{pantalla} = 0.63m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 1.77m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 4^2 \times 1 = 42.168 \text{ kN}$

$E_h = 42.168 \times \cos(16.5) = 40.432 \text{ kN}$

$E_v = 42.168 \times \text{seno}(16.5) = 11.976 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

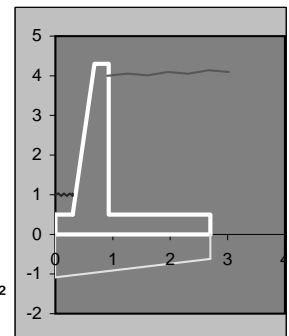
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	75.55	0.988	74.67
2	EV	Peso relleno	119.49	1.819	217.40
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	11.98	2.7	32.34
6	LS	SC sobre relleno	20.18	1.82	36.62
2	EV	Peso relleno en punta	2.85	0.15	0.4275

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	40.43	1.333	53.91
2	LS	Empuje por sobrecarga	12.65	2.000	25.30
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	18.26	2.400	43.83
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	34.13	1.894	64.64
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$K_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 58.70 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 40.43 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 18.26 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coficiente de reposo  
Coficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	$V_u$
$V_n$	75.55	122.34	0.00	0.00	11.98	20.18	Total
Resistencia I	94.44	165.16	0.00	0.00	17.96	35.31	312.87
Resistencia Ia	68.00	122.34	0.00	0.00	17.96	0.00	208.30
Resistencia III	94.44	165.16	0.00	0.00	17.96	0.00	277.56
Resistencia IIIa	68.00	122.34	0.00	0.00	17.96	0.00	208.30
Evento Extremo I	94.44	165.16	0.00	0.00	17.96	10.09	287.65
Evento Extremo Ia	68.00	122.34	0.00	0.00	17.96	10.09	218.39
Servicio I	75.55	122.34	0.00	0.00	11.98	20.18	230.05

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	$M_{Vu}$
$M_{Vn}$	74.67	217.83	0.00	0.00	32.34	36.62		Total
Resistencia I	93.34	294.07	0.00	0.00	48.50	64.09		500.00
Resistencia Ia	67.20	217.83	0.00	0.00	48.50	0.00		333.54
Resistencia III	93.34	294.07	0.00	0.00	48.50	0.00		435.91
Resistencia IIIa	67.20	217.83	0.00	0.00	48.50	0.00		333.54
Evento Extremo I	93.34	294.07	0.00	0.00	48.50	18.31		454.22
Evento Extremo Ia	67.20	217.83	0.00	0.00	48.50	18.31		351.85
Servicio I	74.67	217.83	0.00	0.00	32.34	36.62		361.46

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	40.43	12.65	18.26	34.13	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	60.65	22.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	82.79
Resistencia Ia	60.65	22.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	82.79
Resistencia III	60.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.65
Resistencia IIIa	60.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.65
Evento Extremo I	60.65	6.33	18.26	34.13	0.00	0.00	0.00	119.37
Evento Extremo Ia	60.65	6.33	18.26	34.13	0.00	0.00	0.00	119.37
Servicio I	40.43	12.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.08

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	53.91	25.30	43.83	64.64	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	80.86	44.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.14
Resistencia Ia	80.86	44.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.14
Resistencia III	80.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.86
Resistencia IIIa	80.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.86
Evento Extremo I	80.86	12.65	43.83	64.64	0.00	0.00	0.00	201.99
Evento Extremo Ia	80.86	12.65	43.83	64.64	0.00	0.00	0.00	201.99
Servicio I	53.91	25.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.21

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	312.87	82.79	500.00	125.14	1.198	0.152	0.675	77.50
Resistencia Ia	208.30	82.79	333.54	125.14	1.000	0.350	0.675	48.22
Resistencia III	277.56	60.65	435.91	80.86	1.279	0.071	0.675	89.51
Resistencia IIIa	208.30	60.65	333.54	80.86	1.213	0.137	0.675	79.71
Evento Extremo I	287.65	119.37	454.22	201.99	0.877	0.473	0.900	47.43
Evento Extremo Ia	218.39	119.37	351.85	201.99	0.686	0.664	0.900	26.25
Servicio I	230.05		361.46	79.21	1.227	0.123		

$$\text{donde } \% = (e_{\text{máx}} - e) / e_{\text{máx}} * 100$$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	312.87	0.55	172.00	0.80	137.603		82.79	39.84
Resistencia Ia	208.30	0.55	114.51	0.80	91.611		82.79	9.63
Resistencia III	277.56	0.55	152.59	0.80	122.073		60.65	50.32
Resistencia IIIa	208.30	0.55	114.51	0.80	91.611		60.65	33.80
Evento Extremo I	287.65	0.55	158.14	1.00	158.138		119.37	24.52
Evento Extremo Ia	218.39	0.55	120.06	1.00	120.061		119.37	0.58

$$\text{donde } \% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	(Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	115.88	39.11	0.155	0.077	2.70	0.131	< 0.265
Resistencia Ia	77.15	59.93	0.137	0.017	2.70	0.104	< 0.265
Resistencia III	102.80	16.18	0.119	0.087	2.70	0.108	< 0.265
Resistencia IIIa	77.15	23.48	0.101	0.054	2.70	0.086	< 0.265
Evento Extremo I	106.54	112.01	0.219	0.000	2.63	0.164	< 0.352
Evento Extremo Ia	80.89	119.31	0.212	0.000	2.06	0.159	< 0.352
Servicio I	85.20	23.30	0.109	0.062	2.70	0.094	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.50m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.63m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.30m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 1.77m

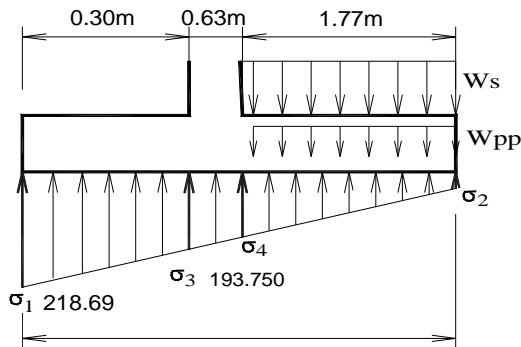
**H = 4.00m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

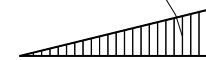
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



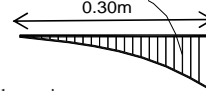
$W_s = 66.50 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 3.5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 12.50 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu_1 = 203.07 \text{ kN/m}^2$  [  $-12.5 \times 1.25 + 218.69$  ]  
 $qu_3 = 178.13 \text{ kN/m}^2$  [  $-12.5 \times 1.25 + 193.75$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



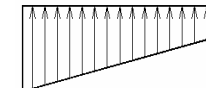
57.2 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



8.8 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



203.07 kN/m

178.13 kN/m

$3X = 2.63 \text{ m}$   
 $d = 44.4 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 8.8 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.47 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 144.4 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 8.81 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	154.99	76.77	2.700	141.73	60.73	0.233	0.377	37.42	0.99
Resistencia Ia	137.07	17.22	2.700	116.77	52.92	0.235	0.377	33.01	0.87
Resistencia III	118.98	86.62	2.700	113.50	46.03	0.231	0.377	28.15	0.74
Resistencia IIIa	100.63	53.66	2.700	92.67	39.07	0.232	0.377	24.05	0.64
Evento Extremo I	218.69	0.00	2.631	180.66	84.20	0.237	0.377	52.80	1.26

USE  $4/3A_s = 1.68 \text{ cm}^2$

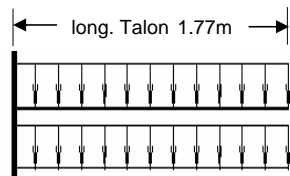
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	30.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

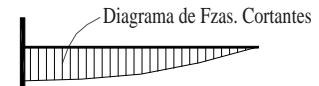
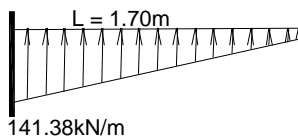


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 3.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 89.78\text{ kN/m}$$

$$V_u = 76.4\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 15.625\text{ kN/m}$$



$$M_u = 105.9\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 105.9\text{ kN.m}$        $A_s = 5.77\text{ cm}^2$

USE  $4/3 A_s = 7.69\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	8.45

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{min}}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{requer.}}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	154.99	76.77	2.700	128.05	49.32	2.96	8.81	3.95
Resistencia Ia	137.07	17.22	2.700	95.79	53.79	3.23	8.81	4.31
Resistencia III	118.98	86.62	2.700	107.84	18.34	1.10	8.81	1.46
Resistencia IIIa	100.63	53.66	2.700	84.45	21.65	1.29	8.81	1.73
Evento Extremo I	218.69	0.00	2.631	141.38	105.88	5.77	8.81	7.69

#### Fisuración (SERVICIO I)

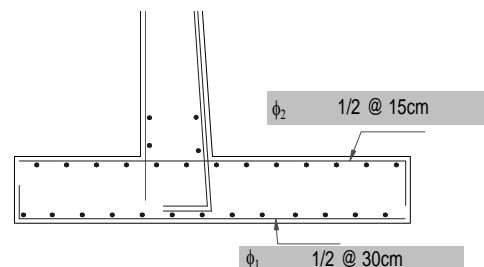
$M = 39.84\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s_{\text{dispuesto}}} = 8.45\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 7.1\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 105927.3\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 112.24\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.181$   
 Espac.máx = 300 mm

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 3.77\text{ cm}^2/\text{m}$$

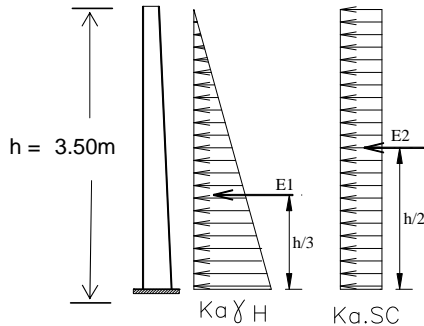
USE  $\phi$  1/2 @ 30cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 3.50m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 31.0 \text{ kN}$        $M_1 = 36.1 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 11.1 \text{ kN}$        $M_2 = 19.4 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 55.49 \text{ kN.m}$

$M_u = 83.7 \text{ kN.m}$        $As = 3.89 \text{ cm}^2$

$N_u = 45.719 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

kN.m/ml

Fza Momento

Empuje relleno	30.96	36.11
Empuje dinámico (M.O.)	13.98	29.37
Fuerza Inercial Muro	7.32	11.90
Fuerza Inercial Relleno	20.91	36.59
Empuje de la sobrecarga	11.07	19.37
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$M_u = 134.6 \text{ kN.m}$        $As = 5.65 \text{ cm}^2$

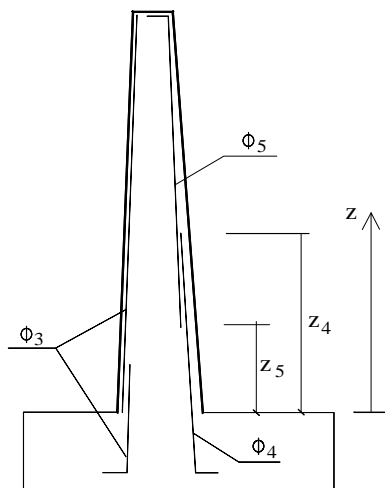
#### Verificación del peralte por servicio

$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$        $M = 55.49$   
 $n = E_s/E_c = 8$   
 $k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$   
 $j = 1 - k/3 = 0.905$   
 luego  $d_{min} = 22.61 \text{ cm}$

peralte efectivo en garganta :

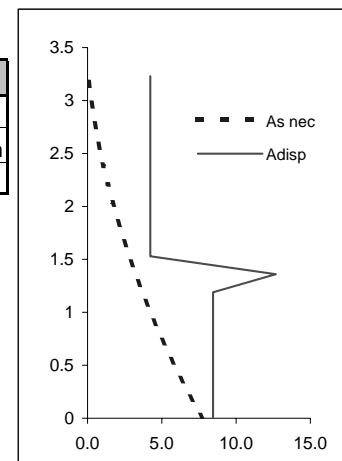
$d = 57.37 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	30.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22	8.45	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	1.60
$z_5$ (m)	0.90



#### Comprobación a cortante

$V_u = 62.514 \text{ kN}$   
 $d_v = 51.6285 \text{ cm}$   
 $ag = 3/4 \text{ in}$   
 $\epsilon_x (\times 10^3) = 1.194$   
 $s_{xe} = 150 \text{ mm}$   
 $\theta = 33.18$   
 $\beta = 2.88$   
 $V_c = 564.70 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

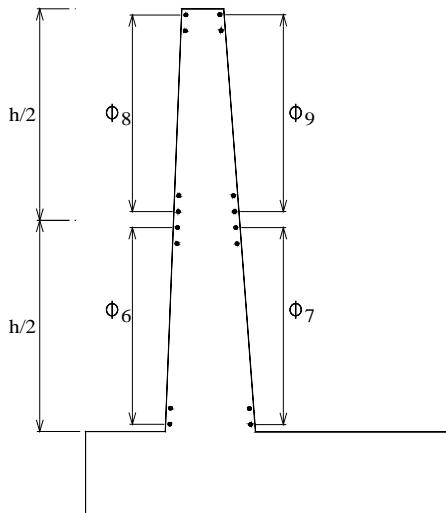
H-hz-h0 = 3.50m

#### Comprobación a Fisuración

M = 55.49 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 8.45 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 8.2 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 181718.6 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 120.23 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.123$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



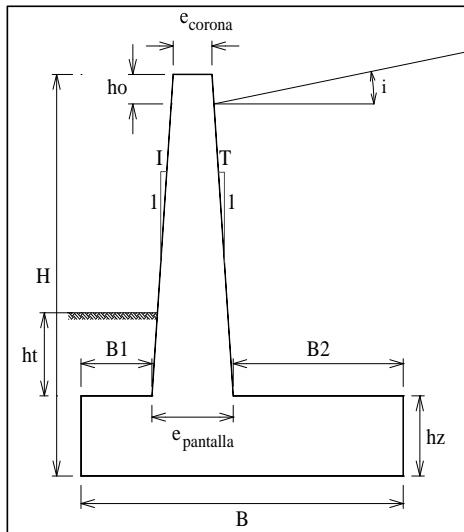
espesor promedio = 0.44m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	9.6		6.2	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	10.1		7.9	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m



H = 4.85m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 3.10m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.35m	
hz = 0.55m	
$e_{pantalla} = 0.68m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 2.07m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 4.55^2 \times 1 = 54.562 \text{ kN}$

$E_h = 54.562 \times \cos(16.5) = 52.315 \text{ kN}$

$E_v = 54.562 \times \text{seno}(16.5) = 15.496 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

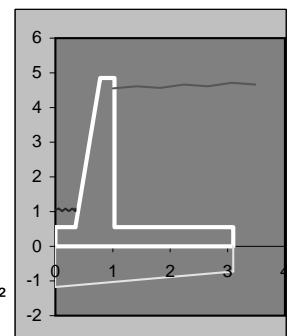
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	92.61	1.135	105.11
2	EV	Peso relleno	159.76	2.070	330.75
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	15.50	3.1	48.04
6	LS	SC sobre relleno	23.60	2.07	48.73
2	EV	Peso relleno en punta	3.33	0.175	0.581875

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	52.31	1.517	79.34
2	LS	Empuje por sobrecarga	14.39	2.275	32.74
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	23.63	2.730	64.52
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	44.17	2.150	94.94
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 75.95 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 52.31 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 23.63 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coficiente de reposo  
Coficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	92.61	163.09	0.00	0.00	15.50	23.60	Total
Resistencia I	115.77	220.17	0.00	0.00	23.24	41.30	400.48
Resistencia Ia	83.35	163.09	0.00	0.00	23.24	0.00	269.68
Resistencia III	115.77	220.17	0.00	0.00	23.24	0.00	359.18
Resistencia IIIa	83.35	163.09	0.00	0.00	23.24	0.00	269.68
Evento Extremo I	115.77	220.17	0.00	0.00	23.24	11.80	370.98
Evento Extremo Ia	83.35	163.09	0.00	0.00	23.24	11.80	281.48
Servicio I	92.61	163.09	0.00	0.00	15.50	23.60	294.79

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	105.11	331.33	0.00	0.00	48.04	48.73		Total
Resistencia I	131.38	447.30	0.00	0.00	72.06	85.28		736.02
Resistencia Ia	94.60	331.33	0.00	0.00	72.06	0.00		497.99
Resistencia III	131.38	447.30	0.00	0.00	72.06	0.00		650.74
Resistencia IIIa	94.60	331.33	0.00	0.00	72.06	0.00		497.99
Evento Extremo I	131.38	447.30	0.00	0.00	72.06	24.36		675.11
Evento Extremo Ia	94.60	331.33	0.00	0.00	72.06	24.36		522.35
Servicio I	105.11	331.33	0.00	0.00	48.04	48.73		533.21

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	52.31	14.39	23.63	44.17	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	78.47	25.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	103.65
Resistencia Ia	78.47	25.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	103.65
Resistencia III	78.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	78.47
Resistencia IIIa	78.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	78.47
Evento Extremo I	78.47	7.19	23.63	44.17	0.00	0.00	0.00	153.47
Evento Extremo Ia	78.47	7.19	23.63	44.17	0.00	0.00	0.00	153.47
Servicio I	52.31	14.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.70

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	79.34	32.74	64.52	94.94	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	119.02	57.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	176.31
Resistencia Ia	119.02	57.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	176.31
Resistencia III	119.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	119.02
Resistencia IIIa	119.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	119.02
Evento Extremo I	119.02	16.37	64.52	94.94	0.00	0.00	0.00	294.84
Evento Extremo Ia	119.02	16.37	64.52	94.94	0.00	0.00	0.00	294.84
Servicio I	79.34	32.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.08

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

**Exentricidad** El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	400.48	103.65	736.02	176.31	1.398	0.152	0.775	80.34
Resistencia Ia	269.68	103.65	497.99	176.31	1.193	0.357	0.775	53.91
Resistencia III	359.18	78.47	650.74	119.02	1.480	0.070	0.775	91.02
Resistencia IIIa	269.68	78.47	497.99	119.02	1.405	0.145	0.775	81.32
Evento Extremo I	370.98	153.47	675.11	294.84	1.025	0.525	1.033	49.20
Evento Extremo Ia	281.48	153.47	522.35	294.84	0.808	0.742	1.033	28.22
Servicio I	294.79		533.21	112.08	1.429	0.121		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### **Deslizamiento**

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	400.48	0.55	220.16	0.80	176.130		103.65	41.15
Resistencia Ia	269.68	0.55	148.26	0.80	118.608		103.65	12.61
Resistencia III	359.18	0.55	197.46	0.80	157.968		78.47	50.32
Resistencia IIIa	269.68	0.55	148.26	0.80	118.608		78.47	33.84
Evento Extremo I	370.98	0.55	203.95	1.00	203.947		153.47	24.75
Evento Extremo Ia	281.48	0.55	154.75	1.00	154.746		153.47	0.83

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	( Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	129.19	38.10	0.167	0.091	3.10	0.143	< 0.265
Resistencia Ia	86.99	60.14	0.147	0.027	3.10	0.113	< 0.265
Resistencia III	115.86	15.61	0.131	0.100	3.10	0.121	< 0.265
Resistencia IIIa	86.99	24.37	0.111	0.063	3.10	0.096	< 0.265
Evento Extremo I	119.67	121.59	0.241	0.000	3.08	0.181	< 0.352
Evento Extremo Ia	90.80	130.35	0.232	0.000	2.42	0.174	< 0.352
Servicio I	95.10	22.35	0.117	0.073	3.10	0.103	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.55m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.68m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.35m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 2.07m

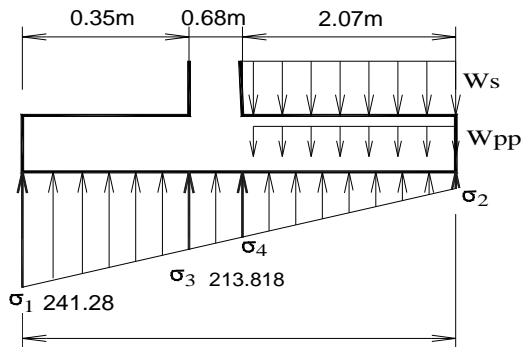
**H = 4.55m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



$W_s = 76.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 4 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 13.75 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.55 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu_1 = 224.09 \text{ kN/m}^2$  [  $-13.75 \times 1.25 + 241.28$  ]  
 $qu_3 = 196.63 \text{ kN/m}^2$  [  $-13.75 \times 1.25 + 213.82$  ]

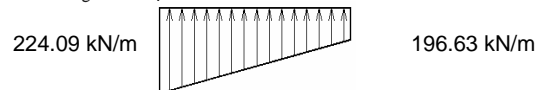
Diagrama de Fzas. Cortantes



Diagrama de Mtos. Flectores



Diagrama de presiones actuantes



$3X = 3.08 \text{ m}$   
 $d = 49.4 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 13.2 \text{ kN.m}$        $A_s = 0.64 \text{ cm}^2$   
 refuerzo mínimo requerido por agrietamiento       $1.2M_{cr} = 174.7 \text{ kN.m}$        $A_{s_{cr}} = 9.57 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	167.29	91.09	3.100	154.50	74.73	0.264	0.420	46.96	1.24
Resistencia Ia	147.14	26.85	3.100	126.96	64.83	0.267	0.420	41.23	1.09
Resistencia III	131.47	100.25	3.100	126.24	58.07	0.262	0.420	36.24	0.96
Resistencia IIIa	111.37	62.62	3.100	103.19	49.35	0.264	0.420	31.00	0.82
Evento Extremo I	241.28	0.00	3.075	200.48	105.92	0.269	0.420	67.77	1.61

USE  $4/3A_s = 2.15 \text{ cm}^2$

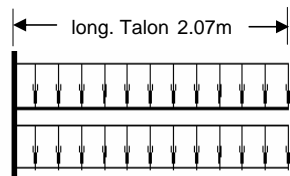
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	40.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	3.17

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

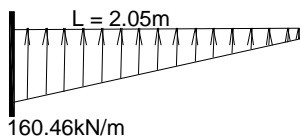
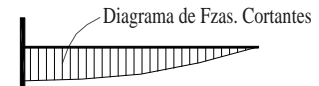


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 4\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 102.6\text{ kN/m}$$

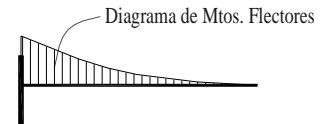
$$V_u = 95.7\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.55\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 17.188\text{ kN/m}$$



$$M_u = 157.0\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$



para  $M_u = 157.0\text{ kN.m}$        $A_s = 7.74\text{ cm}^2$

USE  $A_{smin} = 9.57\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	20.0
$A_{disp}^{(*)}$	9.90

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{smin}$ cm <sup>2</sup>	$A_{srequer.}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	167.29	91.09	3.100	141.97	67.90	3.68	9.61	4.91
Resistencia Ia	147.14	26.85	3.100	107.17	74.45	4.04	9.61	5.39
Resistencia III	131.47	100.25	3.100	121.10	26.96	1.45	9.61	1.94
Resistencia IIIa	111.37	62.62	3.100	95.17	31.93	1.72	9.61	2.30
Evento Extremo I	241.28	0.00	3.075	160.46	156.99	7.74	9.61	9.61

#### Fisuración (SERVICIO I)

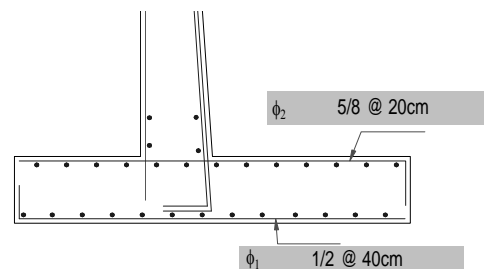
$M = 55.15\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{sdispuesto} = 9.90\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 8.1\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 151453.8\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 119.81\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.168$   
 Espac.máx = 300 mm

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 4.17\text{ cm}^2/\text{m}$$

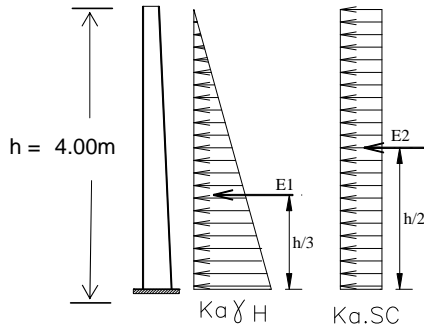
USE  $\phi$  1/2 @ 30cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.00m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 40.4 \text{ kN}$        $M_1 = 53.9 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 12.7 \text{ kN}$        $M_2 = 25.3 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 79.21 \text{ kN.m}$

$M_u = 118.9 \text{ kN.m}$        $As = 5.10 \text{ cm}^2$

$N_u = 55.219 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$        $M = 79.21 \text{ kN.m/ml}$   
 $n = E_s/E_c = 8$   
 $k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$   
 $j = 1 - k/3 = 0.905$   
 luego  $d_{min} = 27.01 \text{ cm}$

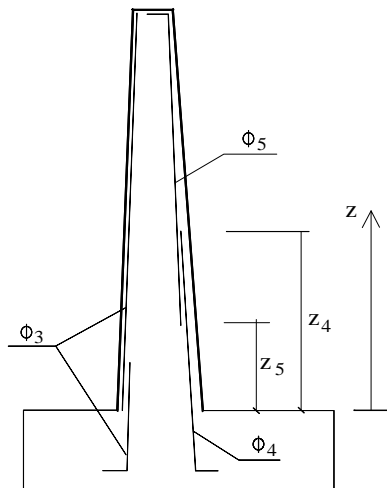
peralte efectivo en garganta :

$d = 62.21 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

	Fza	Momento
Empuje relleno	40.43	53.91
Empuje dinámico (M.O.)	18.26	43.83
Fuerza Inercial Muro	8.75	15.91
Fuerza Inercial Relleno	27.96	55.92
Empuje de la sobrecarga	12.65	25.30
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

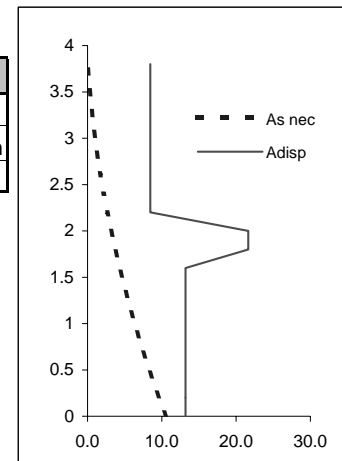
$M_u = 198.7 \text{ kN.m}$        $As = 7.72 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	5/8	1/2
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22	13.20	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	2.25
$z_5$ (m)	1.35



#### **Comprobación a cortante**

$V_u = 78.647 \text{ kN}$   
 $d_v = 55.99 \text{ cm}$   
 $ag = 3/4 \text{ in}$   
 $\epsilon_x (\times 10^3) = 0.998$   
 $s_{xe} = 150 \text{ mm}$   
 $\theta = 32.49$   
 $\beta = 3.12$   
 $V_c = 663.91 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

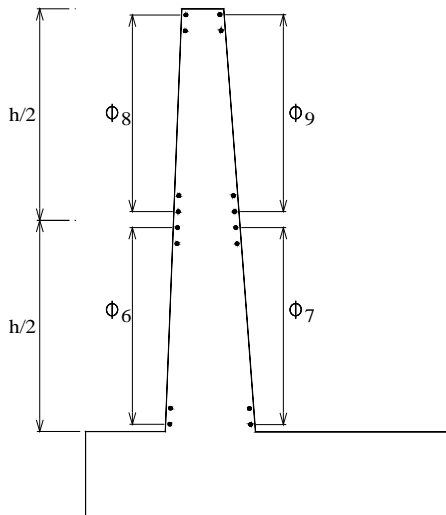
H-hz-h0 = 4.00m

#### Comprobación a Fisuración

M = 79.21 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 13.20 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 10.5 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 320855.3 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 102.22 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.113$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



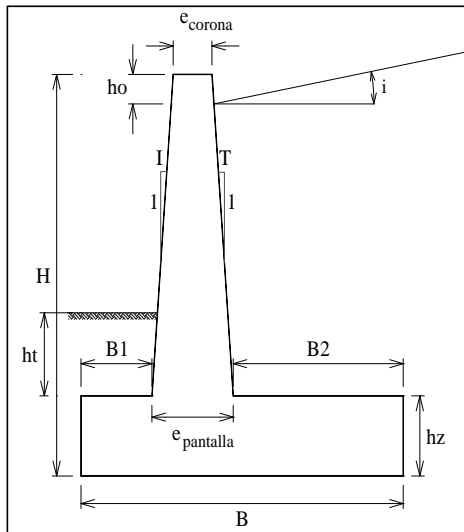
espesor promedio = 0.47m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	10.3		6.4	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	20.0	20.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	12.7		7.9	

(\*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m



H = 5.40m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 3.45m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.35m	
hz = 0.60m	
$e_{pantalla} = 0.73m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 2.37m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 5.1^2 \times 1 = 68.55 \text{ kN}$

$E_h = 68.55 \times \cos(16.5) = 65.727 \text{ kN}$

$E_v = 68.55 \times \text{seno}(16.5) = 19.469 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

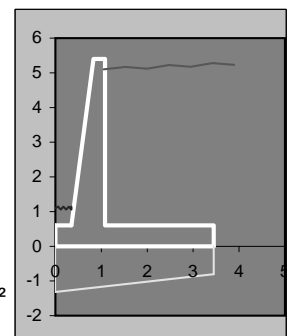
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	110.55	1.241	137.21
2	EV	Peso relleno	205.84	2.271	467.49
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	19.47	3.45	67.17
6	LS	SC sobre relleno	27.02	2.27	61.20
2	EV	Peso relleno en punta	3.33	0.175	0.581875

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	65.73	1.700	111.74
2	LS	Empuje por sobrecarga	16.13	2.550	41.13
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	29.69	3.060	90.85
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	55.37	2.411	133.50
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 95.42 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 65.73 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 29.69 \text{ kN}$  (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

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	110.55	209.16	0.00	0.00	19.47	27.02	Total
Resistencia I	138.19	282.37	0.00	0.00	29.20	47.28	497.04
Resistencia Ia	99.50	209.16	0.00	0.00	29.20	0.00	337.86
Resistencia III	138.19	282.37	0.00	0.00	29.20	0.00	449.76
Resistencia IIIa	99.50	209.16	0.00	0.00	29.20	0.00	337.86
Evento Extremo I	138.19	282.37	0.00	0.00	29.20	13.51	463.27
Evento Extremo Ia	99.50	209.16	0.00	0.00	29.20	13.51	351.37
Servicio I	110.55	209.16	0.00	0.00	19.47	27.02	366.20

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	137.21	468.07	0.00	0.00	67.17	61.20		Total
Resistencia I	171.52	631.89	0.00	0.00	100.75	107.09		1011.26
Resistencia Ia	123.49	468.07	0.00	0.00	100.75	0.00		692.31
Resistencia III	171.52	631.89	0.00	0.00	100.75	0.00		904.16
Resistencia IIIa	123.49	468.07	0.00	0.00	100.75	0.00		692.31
Evento Extremo I	171.52	631.89	0.00	0.00	100.75	30.60		934.76
Evento Extremo Ia	123.49	468.07	0.00	0.00	100.75	30.60		722.91
Servicio I	137.21	468.07	0.00	0.00	67.17	61.20		733.65



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	65.73	16.13	29.69	55.37	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	98.59	28.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	126.82
Resistencia Ia	98.59	28.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	126.82
Resistencia III	98.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	98.59
Resistencia IIIa	98.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	98.59
Evento Extremo I	98.59	8.06	29.69	55.37	0.00	0.00	0.00	191.71
Evento Extremo Ia	98.59	8.06	29.69	55.37	0.00	0.00	0.00	191.71
Servicio I	65.73	16.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.86

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	111.74	41.13	90.85	133.50	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	167.60	71.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	239.58
Resistencia Ia	167.60	71.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	239.58
Resistencia III	167.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	167.60
Resistencia IIIa	167.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	167.60
Evento Extremo I	167.60	20.56	90.85	133.50	0.00	0.00	0.00	412.53
Evento Extremo Ia	167.60	20.56	90.85	133.50	0.00	0.00	0.00	412.53
Servicio I	111.74	41.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	152.87

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad, e<sub>máx</sub> (=B/4)

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	497.04	126.82	1011.26	239.58	1.553	0.172	0.863	80.00
Resistencia Ia	337.86	126.82	692.31	239.58	1.340	0.385	0.863	55.36
Resistencia III	449.76	98.59	904.16	167.60	1.638	0.087	0.863	89.87
Resistencia IIIa	337.86	98.59	692.31	167.60	1.553	0.172	0.863	80.06
Evento Extremo I	463.27	191.71	934.76	412.53	1.127	0.598	1.150	48.02
Evento Extremo Ia	351.37	191.71	722.91	412.53	0.883	0.842	1.150	26.81
Servicio I	366.20		733.65	152.87	1.586	0.139		

donde  $\% = (e_{máx} - e)/e_{máx} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	497.04	0.55	273.25	0.80	218.601		126.82	41.99
Resistencia Ia	337.86	0.55	185.74	0.80	148.592		126.82	14.65
Resistencia III	449.76	0.55	247.26	0.80	197.806		98.59	50.16
Resistencia IIIa	337.86	0.55	185.74	0.80	148.592		98.59	33.65
Evento Extremo I	463.27	0.55	254.68	1.00	254.684		191.71	24.73
Evento Extremo Ia	351.37	0.55	193.17	1.00	193.167		191.71	0.75

donde  $\% = (\Phi_s.F_r - H_L)/(\Phi_s.F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	( Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	144.07	43.21	0.187	0.101	3.45	0.160	< 0.265
Resistencia Ia	97.93	65.57	0.164	0.032	3.45	0.126	< 0.265
Resistencia III	130.37	19.80	0.150	0.111	3.45	0.137	< 0.265
Resistencia IIIa	97.93	29.29	0.127	0.069	3.45	0.109	< 0.265
Evento Extremo I	134.28	139.59	0.274	0.000	3.38	0.205	< 0.352
Evento Extremo Ia	101.85	149.07	0.265	0.000	2.65	0.199	< 0.352
Servicio I	106.14	25.66	0.132	0.080	3.45	0.115	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.60m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.73m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.35m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 2.37m

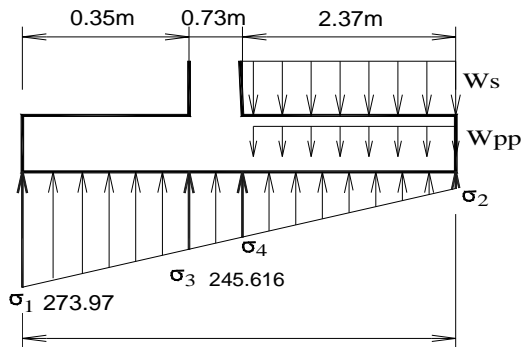
**H = 5.10m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

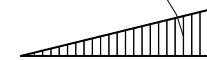
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



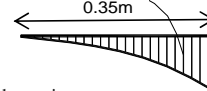
$W_s = 85.50 \text{ kN/m}^2$       [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 4.5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 15.00 \text{ kN/m}^2$       [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu1 = 255.22 \text{ kN/m}^2$       [  $-15 \times 1.25 + 273.97$  ]  
 $qu3 = 226.87 \text{ kN/m}^2$       [  $-15 \times 1.25 + 245.62$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



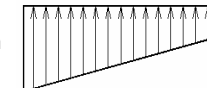
84.4 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



15.1 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



255.22 kN/m

226.87 kN/m

$d = 54.4 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$3X = 3.38 \text{ m}$

para  $M_u = 15.1 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.66 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 207.9 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 10.34 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	187.28	100.86	3.450	173.94	86.19	0.270	0.462	50.31	1.33
Resistencia Ia	163.50	32.36	3.450	143.26	74.49	0.273	0.462	43.92	1.16
Resistencia III	150.16	110.57	3.450	144.05	68.35	0.268	0.462	39.67	1.05
Resistencia IIIa	127.22	68.64	3.450	118.18	58.15	0.270	0.462	33.94	0.90
Evento Extremo I	273.97	0.00	3.382	230.83	124.42	0.274	0.462	73.85	1.76

USE  $4/3A_s = 2.34 \text{ cm}^2$

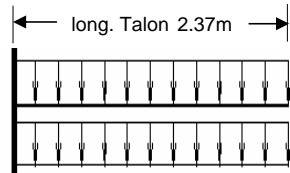
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	30.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

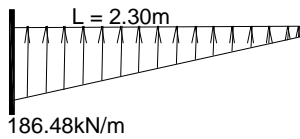


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 4.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 115.43\text{ kN/m}$$

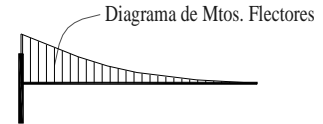
$$V_u = 116.9\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 0.6\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 18.75\text{ kN/m}$$



$$M_u = 228.2\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$



para  $M_u = 228.2\text{ kN.m}$        $A_s = 10.25\text{ cm}^2$

USE  $A_s = 10.25\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	13.20

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{min}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{requer.}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	187.28	100.86	3.450	160.23	94.02	4.64	10.38	6.18
Resistencia Ia	163.50	32.36	3.450	122.45	102.82	5.07	10.38	6.77
Resistencia III	150.16	110.57	3.450	137.77	40.84	2.00	10.38	2.67
Resistencia IIIa	127.22	68.64	3.450	108.88	47.59	2.33	10.38	3.11
Evento Extremo I	273.97	0.00	3.382	186.48	228.15	10.25	10.38	10.38

#### Fisuración (SERVICIO I)

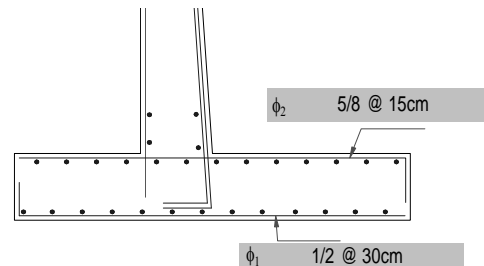
M =	76.16 kN.m	Es =	200000 Mpa
$A_{s\text{dispuesto}} =$	13.20 cm <sup>2</sup>	Ec =	23168.34 MPa
n =	8	relación modular	
x =	9.7 cm	profundidad del eje neutro	
Icr =	239465.6 cm <sup>4</sup>	Momento de inercia de la sección fisurada	
fs =	113.24 MPa	Esfuerzo actuante en el acero	
$\gamma_c =$	0.500	para estructuras enterradas y en contacto con el agua	
$\beta_s =$	1.153		
Espac.máx =	300 mm		

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 4.56\text{ cm}^2/\text{m}$$

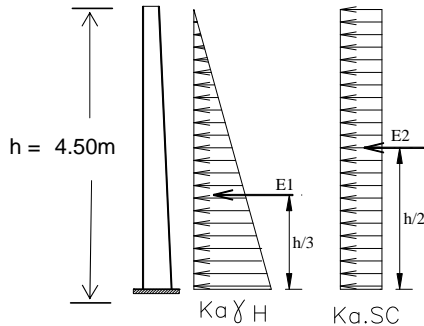
USE  $\phi$  1/2 @ 25cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 4.50m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 51.2 \text{ kN}$        $M_1 = 76.8 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 14.2 \text{ kN}$        $M_2 = 32.0 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 108.78 \text{ kN.m}$

$M_u = 162.6 \text{ kN.m}$        $As = 6.47 \text{ cm}^2$

$N_u = 65.461 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$

$M = 108.78 \text{ kN.m/ml}$

$n = E_s/E_c = 8$

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

$j = 1 - k/3 = 0.905$

luego  $d_{min} = 31.65 \text{ cm}$

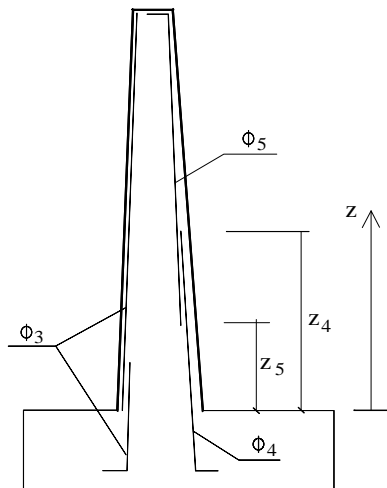
peralte efectivo en garganta :

$d = 67.21 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

	Fza	Momento
Empuje relleno	51.17	76.76
Empuje dinámico (M.O.)	23.12	62.41
Fuerza Inercial Muro	10.29	20.66
Fuerza Inercial Relleno	36.02	81.05
Empuje de la sobrecarga	14.23	32.02
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

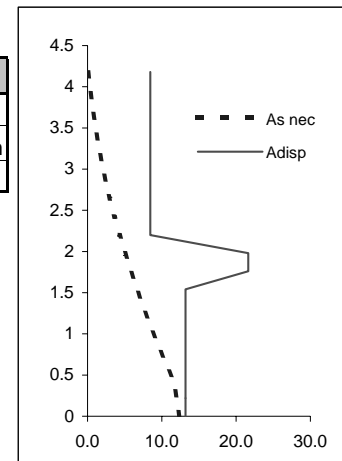
$M_u = 280.5 \text{ kN.m}$        $As = 10.12 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuaran barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	5/8	1/2
sep(cm)	30.0	15.0	15.0
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22	13.20	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	2.20
$z_5$ (m)	1.30



#### **Comprobación a cortante**

$V_u = 96.580 \text{ kN}$

$d_v = 60.49 \text{ cm}$

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

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.261$

$s_{xe} = 150 \text{ mm}$

$\theta = 33.41$

$\beta = 2.80$

$V_c = 644.65 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

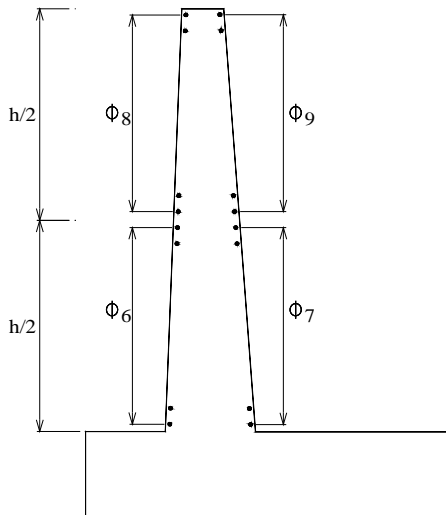
H-hz-h0 = 4.50m

#### Comprobación a Fisuración

M = 108.78 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 13.20 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 10.9 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 377891.8 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 129.67 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.105$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



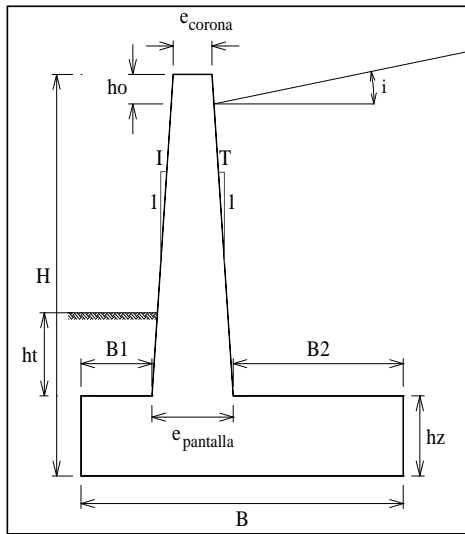
espesor promedio = 0.49m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	11.0		6.7	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	20.0	20.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	12.7		7.9	

(\*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

**DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

H-hz-h0 = 5.00m



- H = 5.95m      ángulo de fricción del relleno  $\phi = 33^\circ$
- B = 3.85m      ángulo de inclinación del relleno  $i = 3.43^\circ$
- $e_{corona} = 0.25m$       ángulo relleno muro  $\delta = 16.50^\circ$
- I = 0.1      áng.fricción (terreno muro)  $\phi_r = 29^\circ$
- T = 0      Coeficiente de Aceleración = 0.35
- B1 = 0.40m
- hz = 0.65m      Coef.sismico = 0.175
- $e_{pantalla} = 0.78m$       coef hz = 0.175
- B2 = 2.67m      coef vert = 0.088
- $h_t = 0.50m$       coef. fricción  $f = 0.550$
- p.e. relleno = 19.0 kN/m<sup>3</sup>      Long. Muro (m) 1.00
- p.e. concreto = 25.0 kN/m<sup>3</sup>
- $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$
- ho = 0.30m

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 5.65^2 \times 1 = 84.132 \text{ kN}$

$E_h = 84.132 \times \cos(16.5) = 80.668 \text{ kN}$

$E_v = 84.132 \times \text{seno}(16.5) = 23.895 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

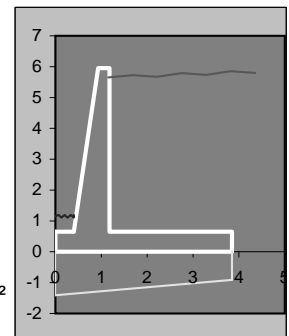
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \times \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	130.80	1.390	181.83
2	EV	Peso relleno	257.71	2.522	649.96
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	23.89	3.85	92.00
6	LS	SC sobre relleno	30.44	2.52	76.55
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	80.67	1.883	151.92
2	LS	Empuje por sobrecarga	17.87	2.825	50.48
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	36.44	3.390	123.53
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	67.99	2.668	181.42
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 117.11 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 80.67 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 36.44 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coeficiente de reposo  
Coeficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	130.80	261.51	0.00	0.00	23.89	30.44	Total
Resistencia I	163.50	353.04	0.00	0.00	35.84	53.27	605.65
Resistencia Ia	117.72	261.51	0.00	0.00	35.84	0.00	415.08
Resistencia III	163.50	353.04	0.00	0.00	35.84	0.00	552.39
Resistencia IIIa	117.72	261.51	0.00	0.00	35.84	0.00	415.08
Evento Extremo I	163.50	353.04	0.00	0.00	35.84	15.22	567.61
Evento Extremo Ia	117.72	261.51	0.00	0.00	35.84	15.22	430.30
Servicio I	130.80	261.51	0.00	0.00	23.89	30.44	446.65

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	181.83	650.72	0.00	0.00	92.00	76.55		Total
Resistencia I	227.29	878.47	0.00	0.00	137.99	133.97		1377.72
Resistencia Ia	163.65	650.72	0.00	0.00	137.99	0.00		952.36
Resistencia III	227.29	878.47	0.00	0.00	137.99	0.00		1243.75
Resistencia IIIa	163.65	650.72	0.00	0.00	137.99	0.00		952.36
Evento Extremo I	227.29	878.47	0.00	0.00	137.99	38.28		1282.03
Evento Extremo Ia	163.65	650.72	0.00	0.00	137.99	38.28		990.64
Servicio I	181.83	650.72	0.00	0.00	92.00	76.55		1001.10

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	80.67	17.87	36.44	67.99	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	121.00	31.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	152.27
Resistencia Ia	121.00	31.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	152.27
Resistencia III	121.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	121.00
Resistencia IIIa	121.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	121.00
Evento Extremo I	121.00	8.93	36.44	67.99	0.00	0.00	0.00	234.37
Evento Extremo Ia	121.00	8.93	36.44	67.99	0.00	0.00	0.00	234.37
Servicio I	80.67	17.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	98.54

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	151.92	50.48	123.53	181.42	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	227.89	88.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	316.23
Resistencia Ia	227.89	88.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	316.23
Resistencia III	227.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	227.89
Resistencia IIIa	227.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	227.89
Evento Extremo I	227.89	25.24	123.53	181.42	0.00	0.00	0.00	558.07
Evento Extremo Ia	227.89	25.24	123.53	181.42	0.00	0.00	0.00	558.07
Servicio I	151.92	50.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	202.40

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	605.65	152.27	1377.72	316.23	1.753	0.172	0.963	82.09
Resistencia Ia	415.08	152.27	952.36	316.23	1.533	0.392	0.963	59.23
Resistencia III	552.39	121.00	1243.75	227.89	1.839	0.086	0.963	91.07
Resistencia IIIa	415.08	121.00	952.36	227.89	1.745	0.180	0.963	81.34
Evento Extremo I	567.61	234.37	1282.03	558.07	1.275	0.650	1.283	49.39
Evento Extremo Ia	430.30	234.37	990.64	558.07	1.005	0.920	1.283	28.33
Servicio I	446.65		1001.10	202.40	1.788	0.137		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	605.65	0.55	332.96	0.80	266.368		152.27	42.83
Resistencia Ia	415.08	0.55	228.19	0.80	182.552		152.27	16.59
Resistencia III	552.39	0.55	303.68	0.80	242.941		121.00	50.19
Resistencia IIIa	415.08	0.55	228.19	0.80	182.552		121.00	33.72
Evento Extremo I	567.61	0.55	312.04	1.00	312.044		234.37	24.89
Evento Extremo Ia	430.30	0.55	236.56	1.00	236.557		234.37	0.93

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	( 1 ) $V_L/B$	( 2 ) $6V_{L,e}/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	$\sigma_m$ ( Mpa)	
Resistencia I	157.31	42.26	0.200	0.115	3.85	0.173	< 0.265
Resistencia Ia	107.81	65.94	0.174	0.042	3.85	0.135	< 0.265
Resistencia III	143.48	19.22	0.163	0.124	3.85	0.150	< 0.265
Resistencia IIIa	107.81	30.18	0.138	0.078	3.85	0.119	< 0.265
Evento Extremo I	147.43	149.24	0.297	0.000	3.83	0.223	< 0.352
Evento Extremo Ia	111.77	160.20	0.285	0.000	3.02	0.214	< 0.352
Servicio I	116.01	24.73	0.141	0.091	3.85	0.125	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.65m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.78m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 2.67m

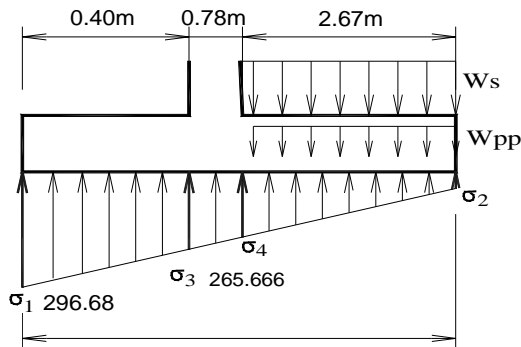
**H = 5.65m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

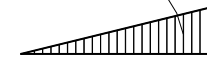
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



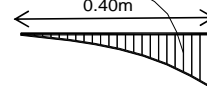
$W_s = 95.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 16.25 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.65 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu1 = 276.37 \text{ kN/m}^2$  [  $-16.25 \times 1.25 + 296.68$  ]  
 $qu3 = 245.35 \text{ kN/m}^2$  [  $-16.25 \times 1.25 + 265.67$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



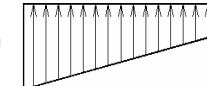
104.3 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



21.3 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



276.37 kN/m

245.35 kN/m

$$d = 59.4 \text{ cm} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 21.3 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.85 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 244.0 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 11.11 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Long. Comprimida	$\sigma_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	R1d (kN)	x1 (m)	$0.85 \cdot d$ (x)	T (kN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	199.57	115.06	3.850	186.51	102.77	0.301	0.505	61.32	1.62
Resistencia Ia	173.75	41.88	3.850	153.37	88.61	0.304	0.505	53.40	1.41
Resistencia III	162.70	124.26	3.850	156.75	82.95	0.300	0.505	49.22	1.30
Resistencia IIIa	137.99	77.64	3.850	128.66	70.63	0.301	0.505	42.16	1.12
Evento Extremo I	296.68	0.00	3.826	250.55	150.71	0.307	0.505	91.50	2.18

USE  $4/3A_s = 2.90 \text{ cm}^2$

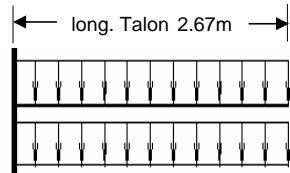
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	25.0 cm
$A_{disp}^{(*)}$	5.07

**DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

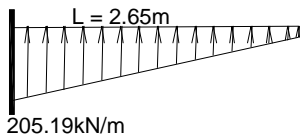
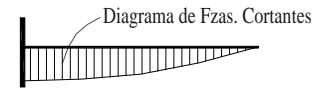
H-hz-h0 = 5.00m

**ZAPATA POSTERIOR (TALON)**

Evento Extremo I



$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$   
 $1\text{m} \times 5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 128.25\text{ kN/m}$   
 $V_u = 140.4\text{ kN}$   
 $1\text{m} \times 0.65\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 20.313\text{ kN/m}$



$M_u = 310.4\text{ kN.m}$   
 $A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$       $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 310.4\text{ kN.m}$       $A_s = 12.81\text{ cm}^2$

USE  $A_s = 12.81\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	12.5 cm
Adisp(*)	15.83

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{min}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{requer.}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	199.57	115.06	3.850	173.67	120.90	5.46	11.15	7.28
Resistencia Ia	173.75	41.88	3.850	133.33	132.82	6.01	11.15	8.01
Resistencia III	162.70	124.26	3.850	150.91	54.96	2.47	11.15	3.29
Resistencia IIIa	137.99	77.64	3.850	119.49	64.29	2.89	11.15	3.85
Evento Extremo I	296.68	0.00	3.826	205.19	310.36	12.81	11.15	12.81

**Fisuración (SERVICIO I)**

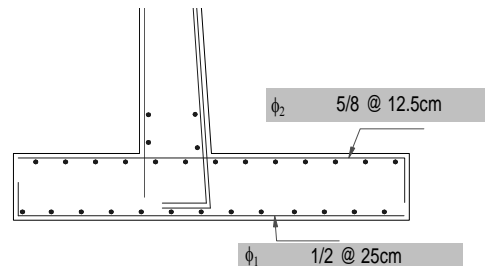
$M = 98.39\text{ kN.m}$       $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s\text{dispuesto}} = 15.83\text{ cm}^2$       $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$      relación modular  
 $x = 11.0\text{ cm}$      profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 338664.9\text{ cm}^4$      Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 111.92\text{ MPa}$      Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$      para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.140$   
 Espac.máx = 300 mm

**Refuerzo transversal (art. 5.10.8)**

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

$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$       $A_s > 4.97\text{ cm}^2/\text{m}$

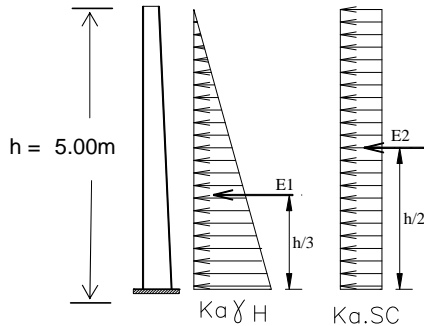
USE  $\phi$  1/2 @ 25cm



## DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.00m

### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 63.2 \text{ kN} \quad M_1 = 105.3 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 15.8 \text{ kN} \quad M_2 = 39.5 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 144.82 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 215.8 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad As = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 76.445 \text{ kN}$$

#### Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	63.17	105.29
Empuje dinámico (M.O.)	28.54	85.61
Fuerza Inercial Muro	11.94	26.22
Fuerza Inercial Relleno	45.10	112.75
Empuje de la sobrecarga	15.81	39.53
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$$Mu = 382.2 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad As = 12.87 \text{ cm}^2$$

#### Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$$M = 144.82 \text{ kN.m/ml}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$$

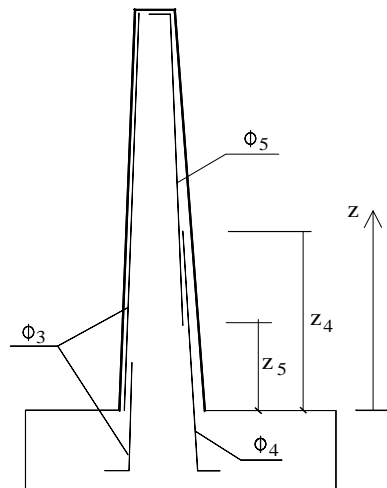
$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{min} = 36.52 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

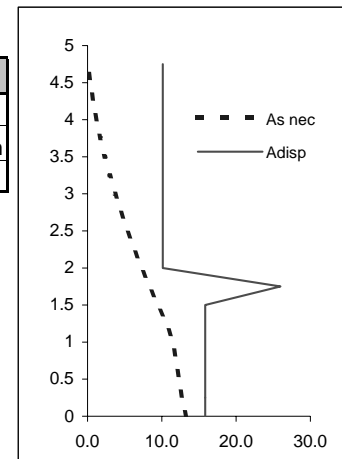
$$d = 72.21 \text{ cm} > d_{min} \quad \text{OK}$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	5/8	1/2
sep(cm)	25.0 cm	12.5 cm	12.5 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	5.07	15.83	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	2.15
$z_5$ (m)	1.25



#### Comprobación a cortante

$$Vu = 116.313 \text{ kN}$$

$$d_v = 64.99 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.295$$

$$s_{xe} = 125 \text{ mm}$$

$$\theta = 33.53$$

$$\beta = 2.83$$

$$Vc = 698.88 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

## DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

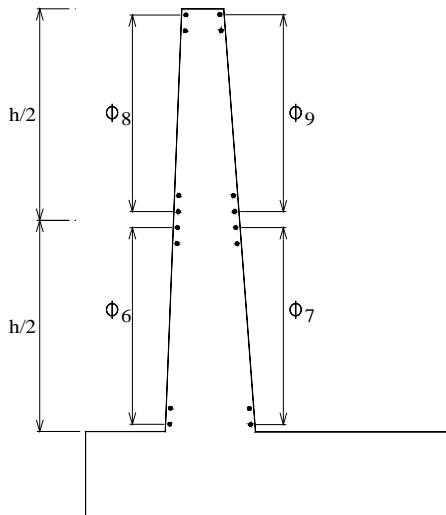
H-hz-h0 = 5.00m

### Comprobación a Fisuración

M = 144.82 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 15.83 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 12.3 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 516698.1 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 134.29 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.098$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

### Resto de armadura



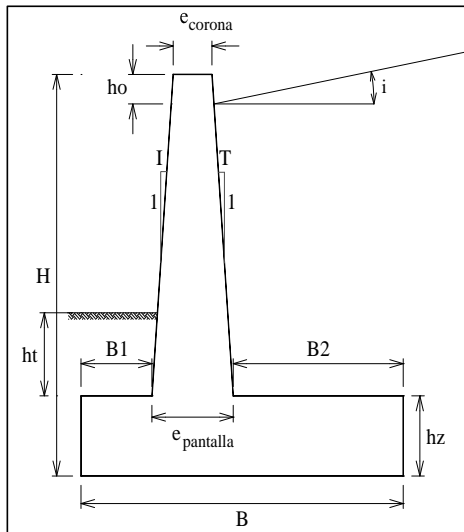
espesor promedio = 0.52m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/o

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	11.7		6.9	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	20.0	20.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	12.7		7.9	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m



H = 6.50m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 4.20m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.70m	
$e_{pantalla} = 0.83m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 2.97m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 6.2^2 \times 1 = 101.309 \text{ kN}$

$E_h = 101.309 \times \cos(16.5) = 97.137 \text{ kN}$

$E_v = 101.309 \times \text{seno}(16.5) = 28.773 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

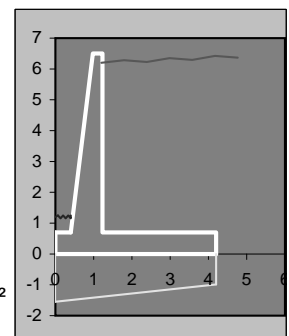
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	151.80	1.499	227.49
2	EV	Peso relleno	315.39	2.723	858.78
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	28.77	4.2	120.85
6	LS	SC sobre relleno	33.86	2.72	91.92
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	97.14	2.067	200.75
2	LS	Empuje por sobrecarga	19.61	3.100	60.79
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	43.88	3.720	163.23
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	81.76	2.931	239.61
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m

coef hz = 0.18

coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 141.02 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 97.14 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 43.88 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coficiente de reposo  
Coficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	151.80	319.19	0.00	0.00	28.77	33.86	Total
Resistencia I	189.75	430.91	0.00	0.00	43.16	59.25	723.07
Resistencia Ia	136.62	319.19	0.00	0.00	43.16	0.00	498.97
Resistencia III	189.75	430.91	0.00	0.00	43.16	0.00	663.82
Resistencia IIIa	136.62	319.19	0.00	0.00	43.16	0.00	498.97
Evento Extremo I	189.75	430.91	0.00	0.00	43.16	16.93	680.75
Evento Extremo Ia	136.62	319.19	0.00	0.00	43.16	16.93	515.90
Servicio I	151.80	319.19	0.00	0.00	28.77	33.86	533.62

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	227.49	859.54	0.00	0.00	120.85	91.92		Total
Resistencia I	284.36	1160.38	0.00	0.00	181.27	160.87		1786.88
Resistencia Ia	204.74	859.54	0.00	0.00	181.27	0.00		1245.55
Resistencia III	284.36	1160.38	0.00	0.00	181.27	0.00		1626.01
Resistencia IIIa	204.74	859.54	0.00	0.00	181.27	0.00		1245.55
Evento Extremo I	284.36	1160.38	0.00	0.00	181.27	45.96		1671.97
Evento Extremo Ia	204.74	859.54	0.00	0.00	181.27	45.96		1291.51
Servicio I	227.49	859.54	0.00	0.00	120.85	91.92		1299.80

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	97.14	19.61	43.88	81.76	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	145.71	34.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	180.02
Resistencia Ia	145.71	34.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	180.02
Resistencia III	145.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	145.71
Resistencia IIIa	145.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	145.71
Evento Extremo I	145.71	9.80	43.88	81.76	0.00	0.00	0.00	281.15
Evento Extremo Ia	145.71	9.80	43.88	81.76	0.00	0.00	0.00	281.15
Servicio I	97.14	19.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	116.75

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	200.75	60.79	163.23	239.61	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	301.13	106.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	407.50
Resistencia Ia	301.13	106.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	407.50
Resistencia III	301.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	301.13
Resistencia IIIa	301.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	301.13
Evento Extremo I	301.13	30.39	163.23	239.61	0.00	0.00	0.00	734.36
Evento Extremo Ia	301.13	30.39	163.23	239.61	0.00	0.00	0.00	734.36
Servicio I	200.75	60.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	261.54

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	723.07	180.02	1786.88	407.50	1.908	0.192	1.050	81.68
Resistencia Ia	498.97	180.02	1245.55	407.50	1.680	0.420	1.050	59.96
Resistencia III	663.82	145.71	1626.01	301.13	1.996	0.104	1.050	90.08
Resistencia IIIa	498.97	145.71	1245.55	301.13	1.893	0.207	1.050	80.26
Evento Extremo I	680.75	281.15	1671.97	734.36	1.377	0.723	1.400	48.38
Evento Extremo Ia	515.90	281.15	1291.51	734.36	1.080	1.020	1.400	27.14
Servicio I	533.62		1299.80	261.54	1.946	0.154		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	723.07	0.55	397.51	0.80	318.010		180.02	43.39
Resistencia Ia	498.97	0.55	274.31	0.80	219.450		180.02	17.97
Resistencia III	663.82	0.55	364.94	0.80	291.951		145.71	50.09
Resistencia IIIa	498.97	0.55	274.31	0.80	219.450		145.71	33.60
Evento Extremo I	680.75	0.55	374.25	1.00	374.246		281.15	24.88
Evento Extremo Ia	515.90	0.55	283.62	1.00	283.620		281.15	0.87

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	(Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	172.16	47.30	0.219	0.125	4.20	0.190	< 0.265
Resistencia Ia	118.80	71.36	0.190	0.047	4.20	0.149	< 0.265
Resistencia III	158.05	23.52	0.182	0.135	4.20	0.166	< 0.265
Resistencia IIIa	118.80	35.18	0.154	0.084	4.20	0.132	< 0.265
Evento Extremo I	162.08	167.33	0.330	0.000	4.13	0.247	< 0.352
Evento Extremo Ia	122.83	178.99	0.318	0.000	3.24	0.239	< 0.352
Servicio I	127.05	28.01	0.155	0.099	4.20	0.137	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.70m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.83m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 2.97m

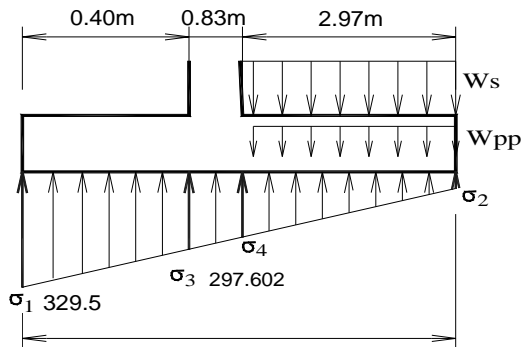
**H = 6.20m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

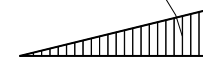
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



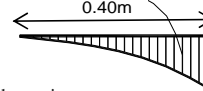
$W_s = 104.50 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 5.5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 17.50 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.7 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \cdot W_{pp}$   
 $qu1 = 307.63 \text{ kN/m}^2$  [  $-17.5 \times 1.25 + 329.5$  ]  
 $qu3 = 275.73 \text{ kN/m}^2$  [  $-17.5 \times 1.25 + 297.6$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



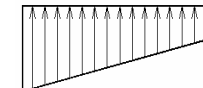
116.7 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



23.8 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



307.63 kN/m

275.73 kN/m

$3X = 4.13 \text{ m}$   
 $d = 64.4 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 23.8 \text{ kN.m}$        $A_s = 0.88 \text{ cm}^2$   
 refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 282.9 \text{ kN.m}$        $A_{s_{cr}} = 11.88 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	219.46	124.86	4.200	205.78	115.88	0.307	0.547	65.07	1.72
Resistencia Ia	190.16	47.44	4.200	169.52	99.68	0.310	0.547	56.47	1.49
Resistencia III	181.57	134.54	4.200	174.77	94.95	0.306	0.547	53.07	1.40
Resistencia IIIa	153.98	83.63	4.200	143.80	80.88	0.308	0.547	45.45	1.20
Evento Extremo I	329.50	0.00	4.132	281.06	172.17	0.312	0.547	98.26	2.34

USE  $4/3A_s = 3.12 \text{ cm}^2$

Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	1/2
sep(cm)	30.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22

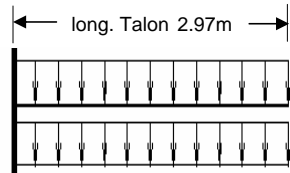


### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

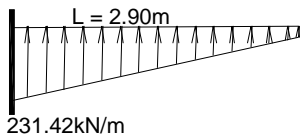
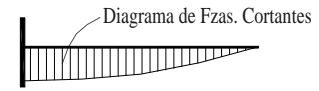


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 5.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 141.08\text{ kN/m}$$

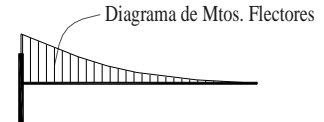
$$V_u = 165.1\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.7\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 21.875\text{ kN/m}$$



$$M_u = 419.0\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$



para  $M_u = 419.0\text{ kN.m}$        $A_s = 16.06\text{ cm}^2$

USE  $A_s = 16.06\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	3/4
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	19.00

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{min}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{requer.}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	219.46	124.86	4.200	191.76	157.64	6.60	11.96	8.80
Resistencia Ia	190.16	47.44	4.200	148.37	172.73	7.24	11.96	9.65
Resistencia III	181.57	134.54	4.200	167.80	76.42	3.18	11.96	4.24
Resistencia IIIa	153.98	83.63	4.200	133.38	88.39	3.68	11.96	4.90
Evento Extremo I	329.50	0.00	4.132	231.42	419.01	16.06	11.96	16.06

#### Fisuración (SERVICIO I)

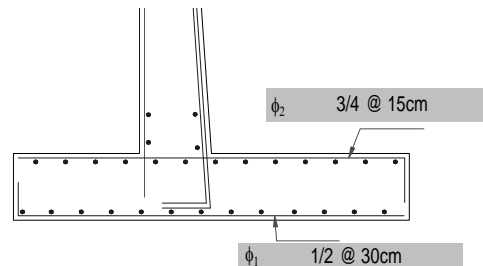
M = 127.95 kN.m	$E_s = 200000\text{ Mpa}$
$A_{s\text{dispuesto}} = 19.00\text{ cm}^2$	$E_c = 23168.34\text{ MPa}$
n = 8	relación modular
x = 12.5 cm	profundidad del eje neutro
I <sub>cr</sub> = 468278.5 cm <sup>4</sup>	Momento de inercia de la sección fisurada
f <sub>s</sub> = 112.55 MPa	Esfuerzo actuante en el acero
$\gamma_c = 0.500$	para estructuras enterradas y en contacto con el agua
$\beta_s = 1.133$	
Espac.máx = 300 mm	

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 5.36\text{ cm}^2/\text{m}$$

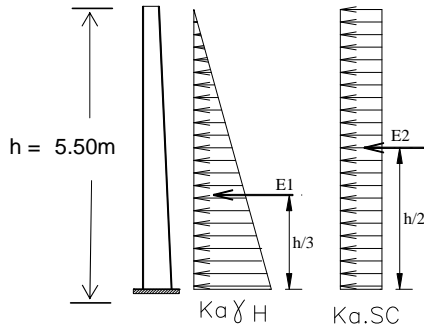
USE  $\phi$  1/2 @ 20cm



## DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 5.50m

### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 76.4 \text{ kN}$        $M_1 = 140.1 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 17.4 \text{ kN}$        $M_2 = 47.8 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 187.98 \text{ kN.m}$

$M_u = 279.2 \text{ kN.m}$        $As = 9.73 \text{ cm}^2$

$N_u = 88.172 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$M = 187.98 \text{ kN.m/ml}$

$n = E_s/E_c = 8$

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

$j = 1 - k/3 = 0.905$

luego  $d_{min} = 41.61 \text{ cm}$

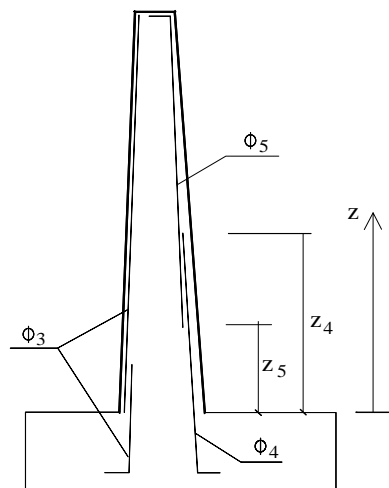
peralte efectivo en garganta :

$d = 77.05 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

	Fza	Momento
Empuje relleno	76.44	140.14
Empuje dinámico (M.O.)	34.53	113.95
Fuerza Inercial Muro	13.70	32.62
Fuerza Inercial Relleno	55.19	151.78
Empuje de la sobrecarga	17.39	47.83
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

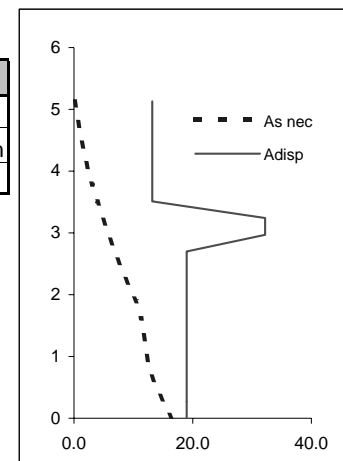
$M_u = 505.9 \text{ kN.m}$        $As = 16.02 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	1/2	3/4	5/8
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.22	19.00	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.55
$z_5$ (m)	2.35



### Comprobación a cortante

$V_u = 137.847 \text{ kN}$

$d_v = 69.34 \text{ cm}$

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

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.306$

$s_{xe} = 150 \text{ mm}$

$\theta = 33.57$

$\beta = 2.75$

$V_c = 726.26 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

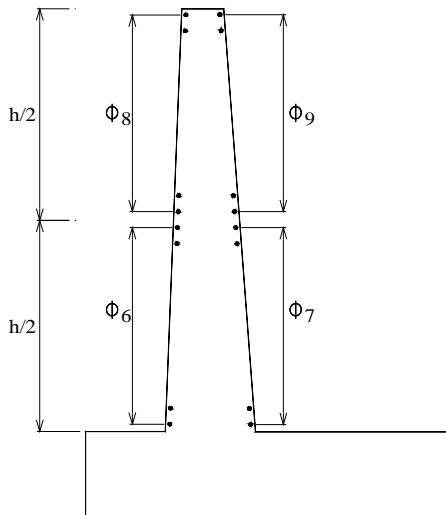
H-hz-h0 = 5.50m

#### Comprobación a Fisuración

M = 187.98 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 19.00 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 13.9 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 695731.3 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 136.59 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.092$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



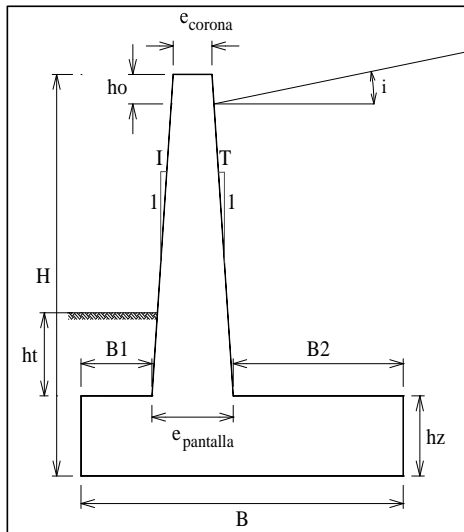
espesor promedio = 0.54m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	12.3		7.1	
$\phi$ (in)	1/2	1/2	1/2	3/8
sep(cm)	20.0	20.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	12.7		7.9	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m



H = 7.00m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 4.50m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.70m	
$e_{pantalla} = 0.88m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 3.22m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 6.7^2 \times 1 = 118.308 \text{ kN}$

$E_h = 118.308 \times \cos(16.5) = 113.436 \text{ kN}$

$E_v = 118.308 \times \text{seno}(16.5) = 33.601 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

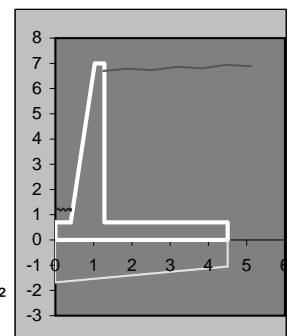
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	167.74	1.570	263.35
2	EV	Peso relleno	372.99	2.899	1081.11
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	33.60	4.5	151.21
6	LS	SC sobre relleno	36.71	2.89	106.09
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	113.44	2.233	253.34
2	LS	Empuje por sobrecarga	21.19	3.350	70.99
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	51.24	4.020	205.99
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	94.63	3.174	300.34
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 164.68 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 113.44 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 51.24 \text{ kN}$  (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

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	167.74	376.79	0.00	0.00	33.60	36.71	Total
Resistencia I	209.67	508.67	0.00	0.00	50.40	64.24	832.98
Resistencia Ia	150.96	376.79	0.00	0.00	50.40	0.00	578.16
Resistencia III	209.67	508.67	0.00	0.00	50.40	0.00	768.74
Resistencia IIIa	150.96	376.79	0.00	0.00	50.40	0.00	578.16
Evento Extremo I	209.67	508.67	0.00	0.00	50.40	18.35	787.10
Evento Extremo Ia	150.96	376.79	0.00	0.00	50.40	18.35	596.51
Servicio I	167.74	376.79	0.00	0.00	33.60	36.71	614.84

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	263.35	1081.87	0.00	0.00	151.21	106.09		Total
Resistencia I	329.18	1460.53	0.00	0.00	226.81	185.65		2202.18
Resistencia Ia	237.01	1081.87	0.00	0.00	226.81	0.00		1545.70
Resistencia III	329.18	1460.53	0.00	0.00	226.81	0.00		2016.53
Resistencia IIIa	237.01	1081.87	0.00	0.00	226.81	0.00		1545.70
Evento Extremo I	329.18	1460.53	0.00	0.00	226.81	53.04		2069.57
Evento Extremo Ia	237.01	1081.87	0.00	0.00	226.81	53.04		1598.74
Servicio I	263.35	1081.87	0.00	0.00	151.21	106.09		1602.52

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	113.44	21.19	51.24	94.63	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	170.15	37.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	207.24
Resistencia Ia	170.15	37.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	207.24
Resistencia III	170.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	170.15
Resistencia IIIa	170.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	170.15
Evento Extremo I	170.15	10.59	51.24	94.63	0.00	0.00	0.00	326.62
Evento Extremo Ia	170.15	10.59	51.24	94.63	0.00	0.00	0.00	326.62
Servicio I	113.44	21.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	134.63

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	253.34	70.99	205.99	300.34	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	380.01	124.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	504.24
Resistencia Ia	380.01	124.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	504.24
Resistencia III	380.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	380.01
Resistencia IIIa	380.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	380.01
Evento Extremo I	380.01	35.49	205.99	300.34	0.00	0.00	0.00	921.84
Evento Extremo Ia	380.01	35.49	205.99	300.34	0.00	0.00	0.00	921.84
Servicio I	253.34	70.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	324.33

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	832.98	207.24	2202.18	504.24	2.038	0.212	1.125	81.19
Resistencia Ia	578.16	207.24	1545.70	504.24	1.801	0.449	1.125	60.12
Resistencia III	768.74	170.15	2016.53	380.01	2.129	0.121	1.125	89.23
Resistencia IIIa	578.16	170.15	1545.70	380.01	2.016	0.234	1.125	79.22
Evento Extremo I	787.10	326.62	2069.57	921.84	1.458	0.792	1.500	47.21
Evento Extremo Ia	596.51	326.62	1598.74	921.84	1.135	1.115	1.500	25.65
Servicio I	614.84		1602.52	324.33	2.079	0.171		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	832.98	0.55	457.93	0.80	366.348		207.24	43.43
Resistencia Ia	578.16	0.55	317.84	0.80	254.275		207.24	18.50
Resistencia III	768.74	0.55	422.62	0.80	338.095		170.15	49.67
Resistencia IIIa	578.16	0.55	317.84	0.80	254.275		170.15	33.08
Evento Extremo I	787.10	0.55	432.71	1.00	432.709		326.62	24.52
Evento Extremo Ia	596.51	0.55	327.93	1.00	327.934		326.62	0.40

donde  $\% = (\Phi_s.F_r - H_L)/(\Phi_s.F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	( Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	185.11	52.23	0.237	0.133	4.50	0.204	< 0.265
Resistencia Ia	128.48	76.86	0.205	0.052	4.50	0.160	< 0.265
Resistencia III	170.83	27.60	0.198	0.143	4.50	0.181	< 0.265
Resistencia IIIa	128.48	40.05	0.169	0.088	4.50	0.143	< 0.265
Evento Extremo I	174.91	184.66	0.360	0.000	4.37	0.270	< 0.352
Evento Extremo Ia	132.56	197.11	0.350	0.000	3.40	0.263	< 0.352
Servicio I	136.63	31.17	0.168	0.105	4.50	0.148	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.70m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.88m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 3.22m

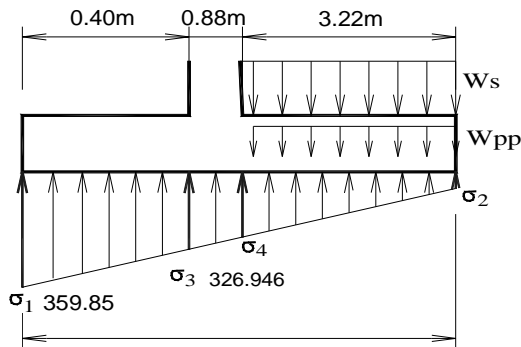
**H = 6.70m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



$W_s = 114.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 17.50 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.7 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu_1 = 337.98 \text{ kN/m}^2$  [  $-17.5 \times 1.25 + 359.85$  ]  
 $qu_3 = 305.07 \text{ kN/m}^2$  [  $-17.5 \times 1.25 + 326.95$  ]

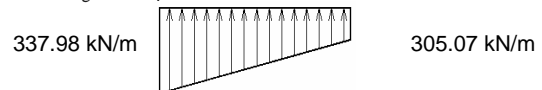
Diagrama de Fzas. Cortantes



Diagrama de Mtos. Flectores



Diagrama de presiones actuantes



$3X = 4.37 \text{ m}$   
 $d = 64.2 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 26.2 \text{ kN.m}$        $A_s = 0.97 \text{ cm}^2$   
 refuerzo mínimo requerido por agrietamiento       $1.2M_{cr} = 282.9 \text{ kN.m}$        $A_{s_{cr}} = 11.92 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	237.33	132.88	4.500	222.94	129.12	0.314	0.546	74.20	1.96
Resistencia Ia	205.34	51.62	4.500	184.16	110.98	0.316	0.546	64.29	1.70
Resistencia III	198.43	143.23	4.500	190.83	107.11	0.312	0.546	61.29	1.62
Resistencia IIIa	168.53	88.43	4.500	157.49	91.30	0.314	0.546	52.51	1.39
Evento Extremo I	359.85	0.00	4.375	308.85	193.74	0.318	0.546	113.05	2.69

USE  $4/3A_s = 3.59 \text{ cm}^2$

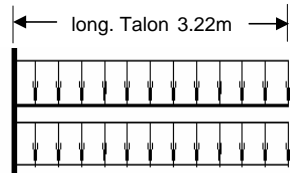
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	40.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.95

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

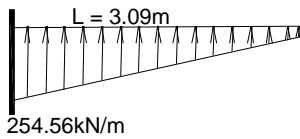


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 6\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 153.9\text{ kN/m}$$

$$V_u = 190.5\text{ kN}$$

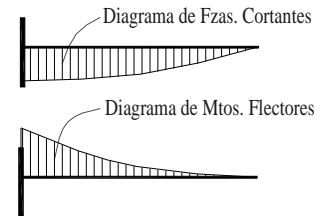
$$1\text{m} \times 0.7\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 21.875\text{ kN/m}$$



$$M_u = 534.5\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 534.5\text{ kN.m}$        $A_s = 20.78\text{ cm}^2$



USE  $A_s = 20.78\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1
sep(cm)	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	25.34

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{min}}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s_{\text{requer.}}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	237.33	132.88	4.500	207.62	196.64	8.29	12.02	11.06
Resistencia Ia	205.34	51.62	4.500	161.61	214.96	9.08	12.02	12.02
Resistencia III	198.43	143.23	4.500	182.73	100.46	4.20	12.02	5.61
Resistencia IIIa	168.53	88.43	4.500	145.74	115.17	4.83	12.02	6.43
Evento Extremo I	359.85	0.00	4.375	254.56	534.52	20.78	12.02	20.78

#### Fisuración (SERVICIO I)

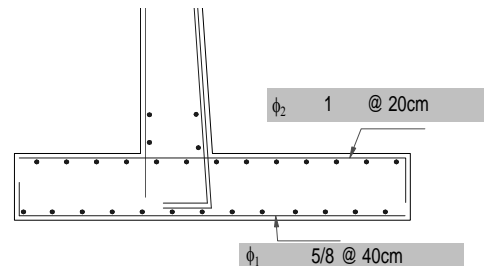
$M = 159.23\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s_{\text{dispuesto}}} = 25.34\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 14.2\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 592065.4\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 106.56\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.141$   
 Espac.máx = 300 mm

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 5.41\text{ cm}^2/\text{m}$$

USE  $\phi$  1/2 @ 20cm

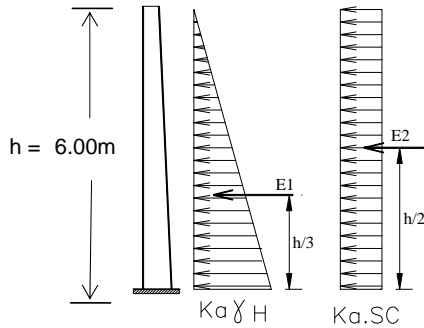




### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.00m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$$E_1 = 91.0 \text{ kN} \quad M_1 = 181.9 \text{ kN.m}$$

Por empuje de la sobrecarga

$$E_2 = 19.0 \text{ kN} \quad M_2 = 56.9 \text{ kN.m}$$

Por frenado

$$BR = 0.00 \text{ kN} \quad M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$$

Por retracción y fluencia

$$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN} \quad M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 238.87 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 353.9 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 11.65 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 100.641 \text{ kN}$$

#### Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	90.97	181.94
Empuje dinámico (M.O.)	41.09	147.94
Fuerza Inercial Muro	15.57	39.94
Fuerza Inercial Relleno	65.27	195.82
Empuje de la sobrecarga	18.98	56.93
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

$$M_u = 650.8 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 19.51 \text{ cm}^2$$

#### Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$$M = 238.87 \text{ kN.m/ml}$$

$$n = E_s/E_c = 8$$

$$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$$

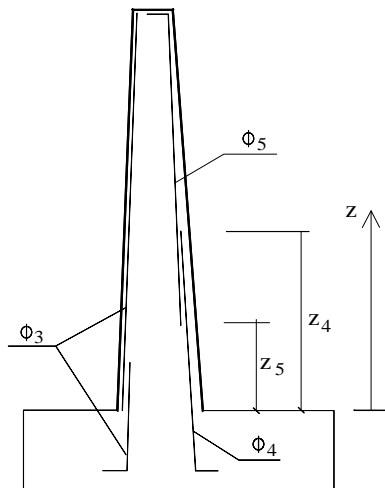
$$j = 1 - k/3 = 0.905$$

$$\text{luego } d_{min} = 46.91 \text{ cm}$$

peralte efectivo en garganta :

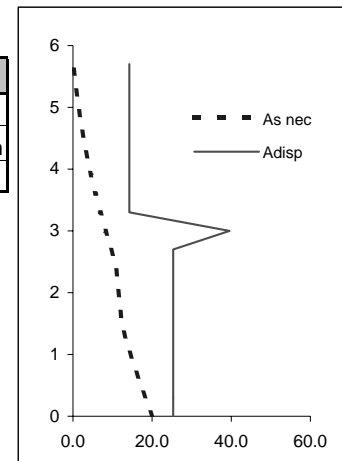
$$d = 81.73 \text{ cm} > d_{min} \quad \text{OK}$$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	40.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.95	25.34	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.50
$z_5$ (m)	2.30



#### Comprobación a cortante

$$V_u = 161.182 \text{ kN}$$

$$d_v = 73.56 \text{ cm}$$

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

$$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.168$$

$$s_{xe} = 200 \text{ mm}$$

$$\theta = 33.09$$

$$\beta = 2.78$$

$$V_c = 778.76 \quad \text{BIEN}$$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

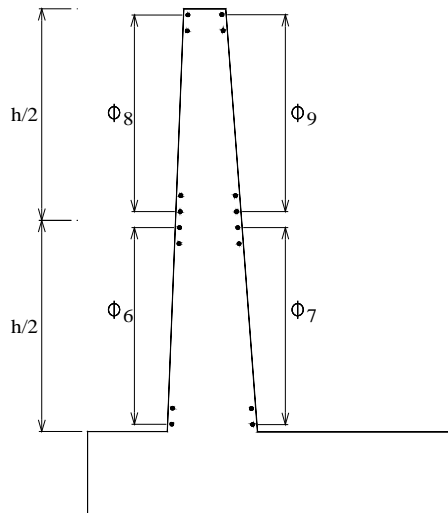
H-hz-h0 = 6.00m

#### Comprobación a Fisuración

M = 238.87 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 25.34 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 16.3 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 1012061 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 123.57 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.086$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



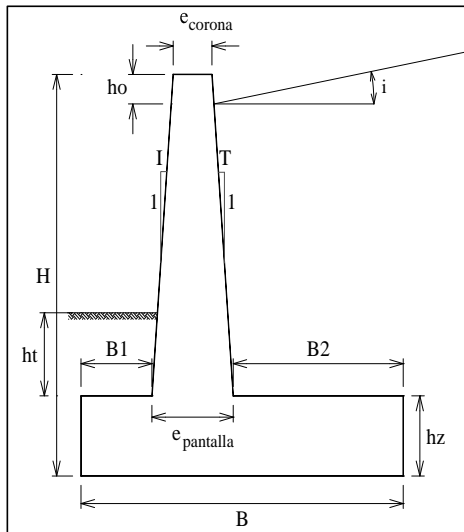
espesor promedio = 0.57m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	13.0		7.3	
$\phi$ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	15.0		10.1	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.50m



H = 7.55m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 4.85m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coeficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.75m	
$e_{pantalla} = 0.93m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 3.52m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción $f = 0.550$
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 7.25^2 \times 1 = 138.529 \text{ kN}$

$E_h = 138.529 \times \cos(16.5) = 132.825 \text{ kN}$

$E_v = 138.529 \times \text{seno}(16.5) = 39.344 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

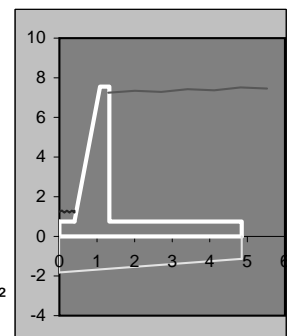
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	191.24	1.679	321.06
2	EV	Peso relleno	441.78	3.099	1369.25
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	39.34	4.85	190.82
6	LS	SC sobre relleno	40.13	3.09	124.00
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	132.82	2.417	320.99
2	LS	Empuje por sobrecarga	22.93	3.625	83.12
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	60.00	4.350	261.00
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	110.78	3.437	380.70
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.50m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 192.83 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 132.82 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 60.00 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coefficiente de reposo  
Coefficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	191.24	445.58	0.00	0.00	39.34	40.13	Total
Resistencia I	239.05	601.54	0.00	0.00	59.02	70.22	969.83
Resistencia Ia	172.11	445.58	0.00	0.00	59.02	0.00	676.71
Resistencia III	239.05	601.54	0.00	0.00	59.02	0.00	899.60
Resistencia IIIa	172.11	445.58	0.00	0.00	59.02	0.00	676.71
Evento Extremo I	239.05	601.54	0.00	0.00	59.02	20.06	919.67
Evento Extremo Ia	172.11	445.58	0.00	0.00	59.02	20.06	696.78
Servicio I	191.24	445.58	0.00	0.00	39.34	40.13	716.29

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	321.06	1370.01	0.00	0.00	190.82	124.00		Total
Resistencia I	401.32	1849.52	0.00	0.00	286.23	216.99		2754.07
Resistencia Ia	288.95	1370.01	0.00	0.00	286.23	0.00		1945.20
Resistencia III	401.32	1849.52	0.00	0.00	286.23	0.00		2537.07
Resistencia IIIa	288.95	1370.01	0.00	0.00	286.23	0.00		1945.20
Evento Extremo I	401.32	1849.52	0.00	0.00	286.23	62.00		2599.07
Evento Extremo Ia	288.95	1370.01	0.00	0.00	286.23	62.00		2007.20
Servicio I	321.06	1370.01	0.00	0.00	190.82	124.00		2005.89

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.50m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	132.82	22.93	60.00	110.78	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	199.24	40.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	239.36
Resistencia Ia	199.24	40.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	239.36
Resistencia III	199.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	199.24
Resistencia IIIa	199.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	199.24
Evento Extremo I	199.24	11.46	60.00	110.78	0.00	0.00	0.00	381.48
Evento Extremo Ia	199.24	11.46	60.00	110.78	0.00	0.00	0.00	381.48
Servicio I	132.82	22.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	155.75

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	320.99	83.12	261.00	380.70	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	481.49	145.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	626.95
Resistencia Ia	481.49	145.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	626.95
Resistencia III	481.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	481.49
Resistencia IIIa	481.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	481.49
Evento Extremo I	481.49	41.56	261.00	380.70	0.00	0.00	0.00	1164.75
Evento Extremo Ia	481.49	41.56	261.00	380.70	0.00	0.00	0.00	1164.75
Servicio I	320.99	83.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	404.11

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	969.83	239.36	2754.07	626.95	2.193	0.232	1.213	80.89
Resistencia Ia	676.71	239.36	1945.20	626.95	1.948	0.477	1.213	60.66
Resistencia III	899.60	199.24	2537.07	481.49	2.285	0.140	1.213	88.45
Resistencia IIIa	676.71	199.24	1945.20	481.49	2.163	0.262	1.213	78.39
Evento Extremo I	919.67	381.48	2599.07	1164.75	1.560	0.865	1.617	46.47
Evento Extremo Ia	696.78	381.48	2007.20	1164.75	1.209	1.216	1.617	24.79
Servicio I	716.29		2005.89	404.11	2.236	0.189		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	969.83	0.55	533.17	0.80	426.533		239.36	43.88
Resistencia Ia	676.71	0.55	372.03	0.80	297.621		239.36	19.57
Resistencia III	899.60	0.55	494.56	0.80	395.648		199.24	49.64
Resistencia IIIa	676.71	0.55	372.03	0.80	297.621		199.24	33.06
Evento Extremo I	919.67	0.55	505.59	1.00	505.590		381.48	24.55
Evento Extremo Ia	696.78	0.55	383.06	1.00	383.057		381.48	0.41

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.50m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	( 1 ) $V_L/B$	( 2 ) $6V_{L,e}/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	$\sigma_m$ ( Mpa)	
Resistencia I	199.96	57.32	0.257	0.143	4.85	0.221	< 0.265
Resistencia Ia	139.53	82.33	0.222	0.057	4.85	0.174	< 0.265
Resistencia III	185.48	32.13	0.218	0.153	4.85	0.197	< 0.265
Resistencia IIIa	139.53	45.23	0.185	0.094	4.85	0.156	< 0.265
Evento Extremo I	189.62	203.01	0.393	0.000	4.68	0.295	< 0.352
Evento Extremo Ia	143.67	216.11	0.384	0.000	3.63	0.288	< 0.352
Servicio I	147.69	34.49	0.182	0.113	4.85	0.160	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.75m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.93m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 3.52m

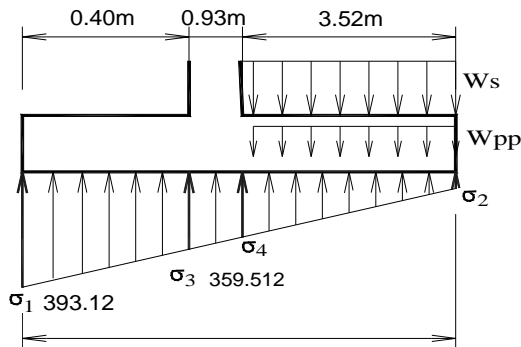
**H = 7.25m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

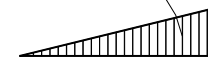
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



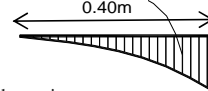
$W_s = 123.50 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 6.5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 18.75 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.75 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu_1 = 369.68 \text{ kN/m}^2$  [  $-18.75 \times 1.25 + 393.12$  ]  
 $qu_3 = 336.07 \text{ kN/m}^2$  [  $-18.75 \times 1.25 + 359.51$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



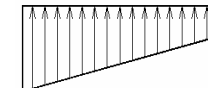
141.2 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



28.7 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



369.68 kN/m

336.07 kN/m

$$d = 69.2 \text{ cm} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 28.7 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.99 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 324.8 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 12.69 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Long. Comprimida	$\sigma_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	R1d (kN)	x1 (m)	$0.85 \cdot d$ (x)	T (kN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	257.28	142.65	4.850	242.33	143.18	0.320	0.588	77.83	2.06
Resistencia Ia	221.86	57.20	4.850	200.39	122.86	0.322	0.588	67.28	1.78
Resistencia III	217.61	153.36	4.850	209.23	120.16	0.319	0.588	65.08	1.72
Resistencia IIIa	184.76	94.30	4.850	172.96	102.46	0.320	0.588	55.75	1.47
Evento Extremo I	393.12	0.00	4.679	339.97	217.02	0.324	0.588	119.69	2.85

USE  $4/3A_s = 3.80 \text{ cm}^2$

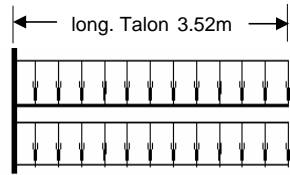
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	30.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	6.60

**DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

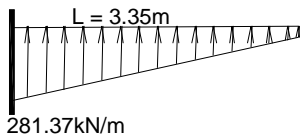
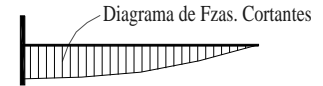
H-hz-h0 = 6.50m

**ZAPATA POSTERIOR (TALON)**

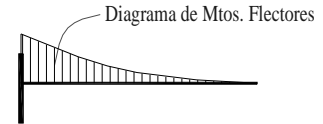
Evento Extremo I



$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$   
 $1\text{m} \times 6.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 166.73\text{ kN/m}$   
 $V_u = 218.3\text{ kN}$   
 $1\text{m} \times 0.75\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 23.438\text{ kN/m}$



$M_u = 687.5\text{ kN.m}$



$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c \cdot b}$

para  $M_u = 687.5\text{ kN.m}$        $A_s = 24.89\text{ cm}^2$

USE  $A_s = 24.89\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1
sep(cm)	15.0 cm
Adisp(*)	33.78

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	As cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>requer.</sub> cm <sup>2</sup>
Resistencia I	257.28	142.65	4.850	225.85	246.15	9.64	12.79	12.79
Resistencia Ia	221.86	57.20	4.850	176.71	268.52	10.53	12.79	12.79
Resistencia III	217.61	153.36	4.850	199.99	131.71	5.12	12.79	6.82
Resistencia IIIa	184.76	94.30	4.850	159.95	149.88	5.83	12.79	7.77
Evento Extremo I	393.12	0.00	4.679	281.37	687.49	24.89	12.79	24.89

**Fisuración (SERVICIO I)**

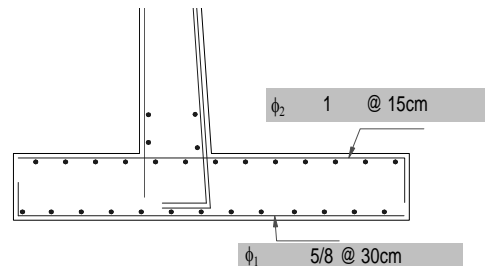
$M = 198.90\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s\text{dispuesto}} = 33.78\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 16.8\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 885982.5\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 93.29\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.130$   
 Espac.máx = 300 mm

**Refuerzo transversal (art. 5.10.8)**

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

$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$        $A_s > 5.80\text{ cm}^2/\text{m}$

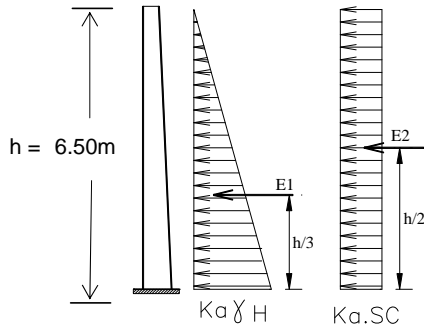
USE  $\phi$  1/2 @ 20cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 6.50m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 106.8 \text{ kN}$        $M_1 = 231.3 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 20.6 \text{ kN}$        $M_2 = 66.8 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 298.13 \text{ kN.m}$

$M_u = 440.7 \text{ kN.m}$        $As = 13.70 \text{ cm}^2$

$N_u = 113.852 \text{ kN}$

#### Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$M = 298.13 \text{ kN.m/ml}$

$n = E_s/E_c = 8$

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

$j = 1 - k/3 = 0.905$

luego  $d_{min} = 52.40 \text{ cm}$

peralte efectivo en garganta :

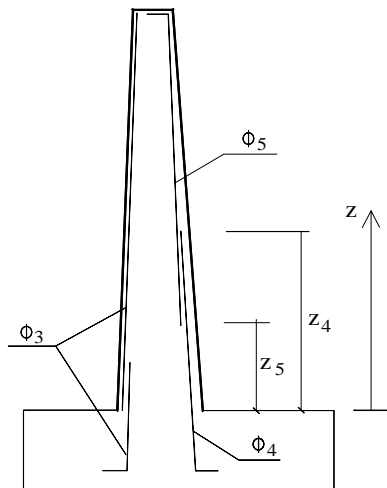
$d = 86.73 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

#### Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	106.77	231.32
Empuje dinámico (M.O.)	48.23	188.09
Fuerza Inercial Muro	17.55	48.21
Fuerza Inercial Relleno	77.31	251.26
Empuje de la sobrecarga	20.56	66.81
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

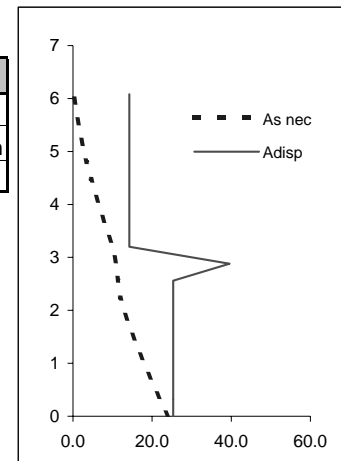
$M_u = 824.6 \text{ kN.m}$        $As = 23.38 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	40.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	4.95	25.34	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.45
$z_5$ (m)	2.25



#### Comprobación a cortante

$V_u = 186.316 \text{ kN}$

$d_v = 78.06 \text{ cm}$

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

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.370$

$s_{xe} = 200 \text{ mm}$

$\theta = 33.79$

$\beta = 2.58$

$V_c = 764.86 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)



## DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

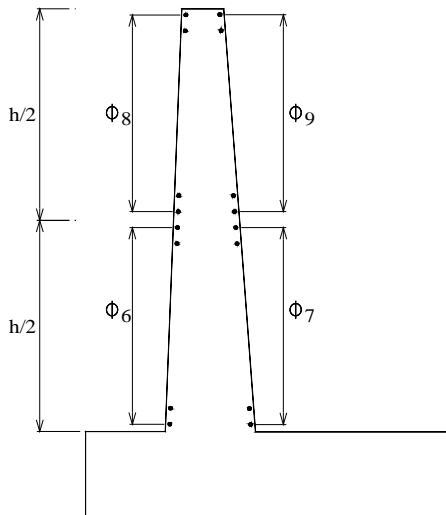
H-hz-h0 = 6.50m

### Comprobación a Fisuración

M = 298.13 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 25.34 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 16.8 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 1149214 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 145.06 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.081$   
 Espac.máx = 29.2 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

### Resto de armadura



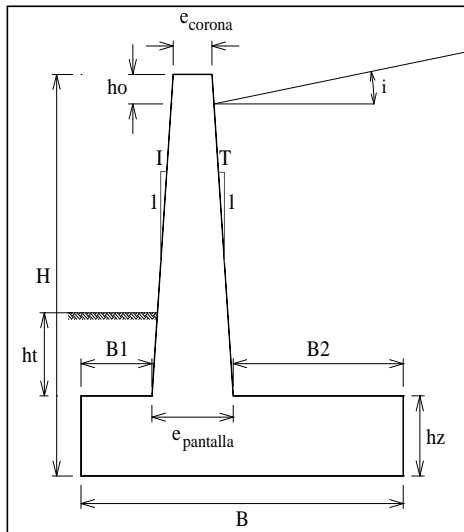
espesor promedio = 0.59m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	13.7		7.6	
$\phi$ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	15.0		10.1	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m



H = 8.10m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 5.20m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng.fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.80m	
$e_{pantalla} = 0.98m$	Coef.sismico = 0.175
B2 = 3.82m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 7.8^2 \times 1 = 160.345 \text{ kN}$

$E_h = 160.345 \times \cos(16.5) = 153.742 \text{ kN}$

$E_v = 160.345 \times \text{seno}(16.5) = 45.54 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

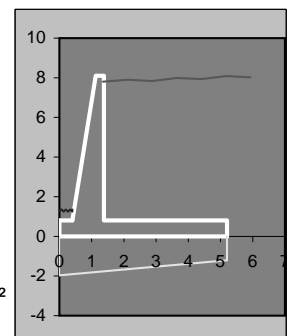
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	216.24	1.788	386.72
2	EV	Peso relleno	516.38	3.300	1704.18
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	45.54	5.2	236.81
6	LS	SC sobre relleno	43.55	3.29	143.27
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	153.74	2.600	399.73
2	LS	Empuje por sobrecarga	24.67	3.900	96.21
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	69.45	4.680	325.02
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	128.21	3.699	474.28
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 223.19 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 153.74 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 69.45 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coficiente de reposo  
Coficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	216.24	520.18	0.00	0.00	45.54	43.55	Total
Resistencia I	270.30	702.24	0.00	0.00	68.31	76.21	1117.06
Resistencia Ia	194.61	520.18	0.00	0.00	68.31	0.00	783.10
Resistencia III	270.30	702.24	0.00	0.00	68.31	0.00	1040.85
Resistencia IIIa	194.61	520.18	0.00	0.00	68.31	0.00	783.10
Evento Extremo I	270.30	702.24	0.00	0.00	68.31	21.77	1062.62
Evento Extremo Ia	194.61	520.18	0.00	0.00	68.31	21.77	804.88
Servicio I	216.24	520.18	0.00	0.00	45.54	43.55	825.50

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	386.72	1704.94	0.00	0.00	236.81	143.27		Total
Resistencia I	483.40	2301.67	0.00	0.00	355.22	250.73		3391.02
Resistencia Ia	348.05	1704.94	0.00	0.00	355.22	0.00		2408.21
Resistencia III	483.40	2301.67	0.00	0.00	355.22	0.00		3140.29
Resistencia IIIa	348.05	1704.94	0.00	0.00	355.22	0.00		2408.21
Evento Extremo I	483.40	2301.67	0.00	0.00	355.22	71.64		3211.93
Evento Extremo Ia	348.05	1704.94	0.00	0.00	355.22	71.64		2479.84
Servicio I	386.72	1704.94	0.00	0.00	236.81	143.27		2471.75

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	153.74	24.67	69.45	128.21	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	230.61	43.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	273.78
Resistencia Ia	230.61	43.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	273.78
Resistencia III	230.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	230.61
Resistencia IIIa	230.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	230.61
Evento Extremo I	230.61	12.33	69.45	128.21	0.00	0.00	0.00	440.60
Evento Extremo Ia	230.61	12.33	69.45	128.21	0.00	0.00	0.00	440.60
Servicio I	153.74	24.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	178.41

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	399.73	96.21	325.02	474.28	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	599.59	168.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	767.96
Resistencia Ia	599.59	168.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	767.96
Resistencia III	599.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	599.59
Resistencia IIIa	599.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	599.59
Evento Extremo I	599.59	48.10	325.02	474.28	0.00	0.00	0.00	1447.00
Evento Extremo Ia	599.59	48.10	325.02	474.28	0.00	0.00	0.00	1447.00
Servicio I	399.73	96.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	495.94

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

#### Exentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1117.06	273.78	3391.02	767.96	2.348	0.252	1.300	80.63
Resistencia Ia	783.10	273.78	2408.21	767.96	2.095	0.505	1.300	61.12
Resistencia III	1040.85	230.61	3140.29	599.59	2.441	0.159	1.300	87.77
Resistencia IIIa	783.10	230.61	2408.21	599.59	2.310	0.290	1.300	77.66
Evento Extremo I	1062.62	440.60	3211.93	1447.00	1.661	0.939	1.733	45.82
Evento Extremo Ia	804.88	440.60	2479.84	1447.00	1.283	1.317	1.733	24.03
Servicio I	825.50		2471.75	495.94	2.393	0.207		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1117.06	0.55	614.11	0.80	491.286		273.78	44.27
Resistencia Ia	783.10	0.55	430.51	0.80	344.412		273.78	20.51
Resistencia III	1040.85	0.55	572.21	0.80	457.769		230.61	49.62
Resistencia IIIa	783.10	0.55	430.51	0.80	344.412		230.61	33.04
Evento Extremo I	1062.62	0.55	584.18	1.00	584.182		440.60	24.58
Evento Extremo Ia	804.88	0.55	442.48	1.00	442.485		440.60	0.43

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.265 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	(1)	(2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_m$	
	$V_L/B$	$6V_{L,e}/B^2$	( Mpa)	(Mpa)	Comprimida	( Mpa)	
Resistencia I	214.82	62.42	0.277	0.152	5.20	0.238	< 0.265
Resistencia Ia	150.60	87.83	0.238	0.063	5.20	0.187	< 0.265
Resistencia III	200.16	36.73	0.237	0.163	5.20	0.213	< 0.265
Resistencia IIIa	150.60	50.47	0.201	0.100	5.20	0.170	< 0.265
Evento Extremo I	204.35	221.43	0.427	0.000	4.98	0.320	< 0.352
Evento Extremo Ia	154.78	235.17	0.418	0.000	3.85	0.314	< 0.352
Servicio I	158.75	37.83	0.197	0.121	5.20	0.172	< 2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.80m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 0.98m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 3.82m

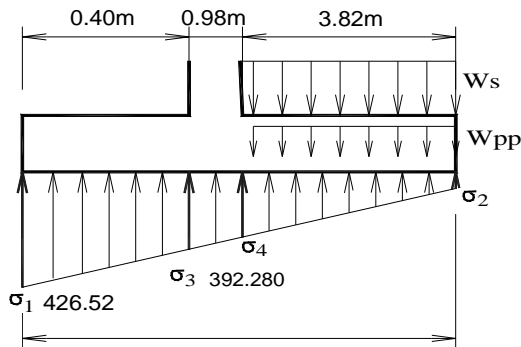
**H = 7.80m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

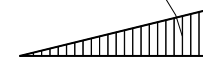
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



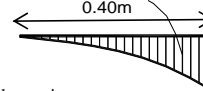
$W_s = 133.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 7 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 20.00 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.8 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \times W_{pp}$   
 $qu1 = 401.52 \text{ kN/m}^2$  [  $-20 \times 1.25 + 426.52$  ]  
 $qu3 = 367.28 \text{ kN/m}^2$  [  $-20 \times 1.25 + 392.28$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



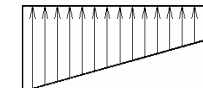
153.8 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



31.2 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



401.52 kN/m

367.28 kN/m

$$d = 74.2 \text{ cm} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 31.2 \text{ kN.m}$

$A_s = 1.00 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 369.5 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 13.46 \text{ cm}^2$

Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	Long.	$\sigma_d$	R1d	x1	$0.85 \cdot d$	T	$A_s$
	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	Comprimida	( $\text{kN/m}^2$ )	(kN)	(m)	(x)	(kN)	( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	277.23	152.40	5.200	261.75	157.70	0.326	0.631	81.49	2.16
Resistencia Ia	238.43	62.77	5.200	216.64	135.15	0.328	0.631	70.30	1.86
Resistencia III	236.89	163.44	5.200	227.78	133.73	0.325	0.631	68.88	1.82
Resistencia IIIa	201.07	100.13	5.200	188.55	114.04	0.326	0.631	59.00	1.56
Evento Extremo I	426.52	0.00	4.983	371.31	241.18	0.330	0.631	126.36	3.01

USE  $4/3A_s = 4.01 \text{ cm}^2$

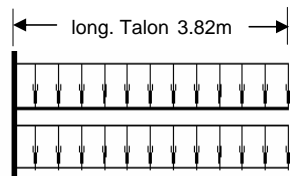
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	30.0 cm
$A_{disp}^{(*)}$	6.60

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

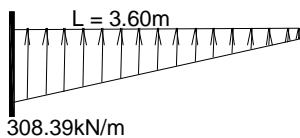
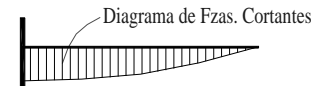


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 7\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 179.55\text{ kN/m}$$

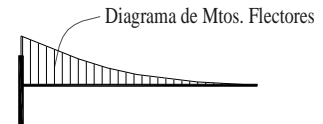
$$Vu = 247.6\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.8\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 25\text{ kN/m}$$



$$Mu = 866.9\text{ kN.m}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - a/2)} \quad a = \frac{Asfy}{0.85f'c.b}$$



para  $Mu = 866.9\text{ kN.m}$        $As = 29.38\text{ cm}^2$

USE  $As = 29.38\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1
sep(cm)	15.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	33.78

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	As cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>requer.</sub> cm <sup>2</sup>
Resistencia I	277.23	152.40	5.200	244.11	303.01	11.07	13.56	13.56
Resistencia Ia	238.43	62.77	5.200	191.81	329.92	12.08	13.56	13.56
Resistencia III	236.89	163.44	5.200	217.40	168.73	6.12	13.56	8.16
Resistencia IIIa	201.07	100.13	5.200	174.28	190.84	6.93	13.56	9.24
Evento Extremo I	426.52	0.00	4.983	308.39	866.88	29.38	13.56	29.38

#### Fisuración (SERVICIO I)

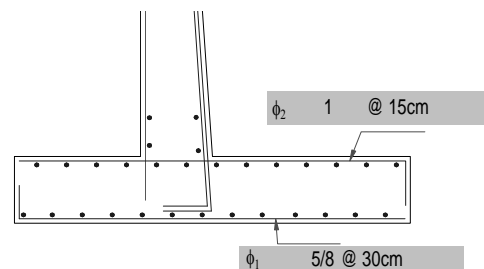
M =	244.39 kN.m	Es =	200000 Mpa
As <sub>dispuesto</sub> =	33.78 cm <sup>2</sup>	Ec =	23168.34 MPa
n =	8	relación modular	
x =	17.4 cm	profundidad del eje neutro	
I <sub>cr</sub> =	1032188 cm <sup>4</sup>	Momento de inercia de la sección fisurada	
fs =	106.57 MPa	Esfuerzo actuante en el acero	
$\gamma_c$ =	0.500	para estructuras enterradas y en contacto con el agua	
$\beta_s$ =	1.121		
Espac.máx =	300 mm		

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot fy} \quad As > 6.19\text{ cm}^2/\text{m}$$

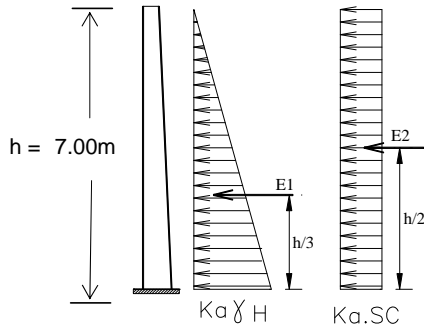
USE  $\phi$  1/2 @ 20cm



## DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.00m

### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



**Resistencia I**  $\eta = 0.95$   
 Por empuje del relleno  $E_1 = 123.8 \text{ kN}$   $M_1 = 288.9 \text{ kN.m}$   
 Por empuje de la sobrecarga  $E_2 = 22.1 \text{ kN}$   $M_2 = 77.5 \text{ kN.m}$   
 Por frenado  $BR = 0.00 \text{ kN}$   $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$   
 Por retracción y fluencia  $CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$   $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$   
 $M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 366.4 \text{ kN.m}$

$M_u = 540.5 \text{ kN.m}$   $\Rightarrow$   $A_s = 15.91 \text{ cm}^2$   
 $N_u = 127.805 \text{ kN}$

### Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$M = 366.40 \text{ kN.m/ml}$

$n = E_s/E_c = 8$

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

$j = 1 - k/3 = 0.905$

luego  $d_{min} = 58.09 \text{ cm}$

peralte efectivo en garganta :

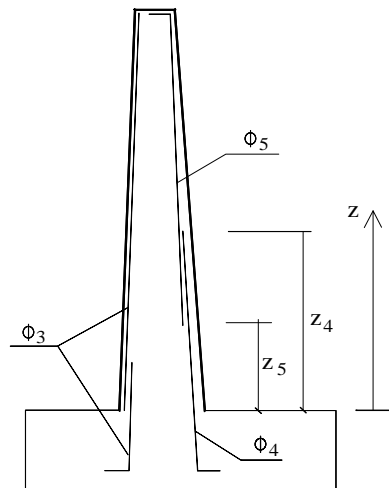
$d = 91.73 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

### Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	123.82	288.92
Empuje dinámico (M.O.)	55.93	234.92
Fuerza Inercial Muro	19.64	57.51
Fuerza Inercial Relleno	90.37	316.28
Empuje de la sobrecarga	22.14	77.48
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

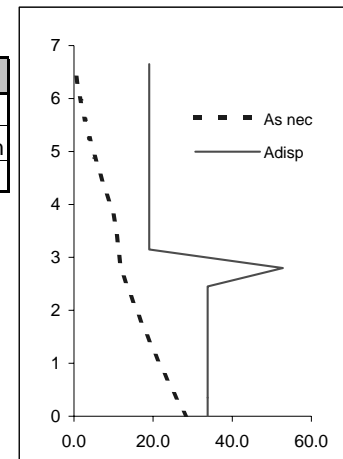
$M_u = 1026.8 \text{ kN.m}$   $\Rightarrow$   $A_s = 27.63 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	30.0 cm	15.0 cm	15.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	6.60	33.78	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.40
$z_5$ (m)	2.20



### Comprobación a cortante

$V_u = 213.252 \text{ kN}$   
 $d_v = 82.56 \text{ cm}$   
 $ag = 3/4 \text{ in}$   
 $\epsilon_x (\times 10^3) = 1.190$   
 $s_{xe} = 150 \text{ mm}$   
 $\theta = 33.17$   
 $\beta = 2.88$   
 $V_c = 904.46 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

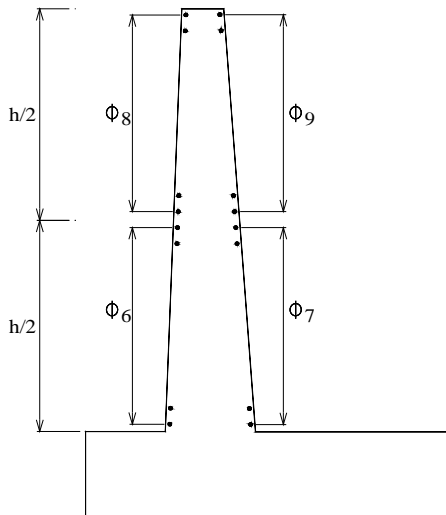
H-hz-h0 = 7.00m

#### Comprobación a Fisuración

M = 366.40 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 33.78 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 19.7 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 1656957 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 127.37 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.077$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



espesor promedio = 0.62m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/o

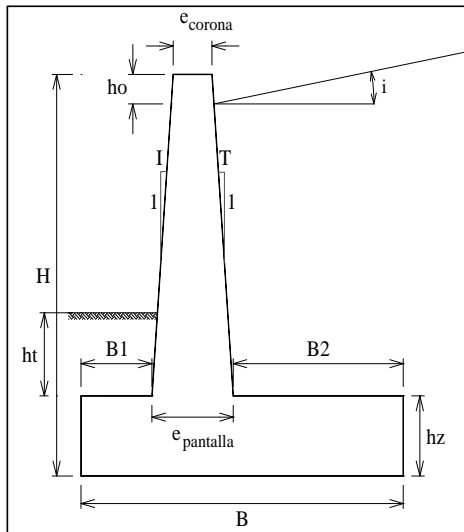
Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	14.4		7.8	
$\phi$ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	15.0		10.1	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m



H = 8.65m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 5.55m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.25m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.85m	
$e_{pantalla} = 1.03m$	Coef. sísmico = 0.175
B2 = 4.12m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.20 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 8.35^2 \times 1 = 183.755 \text{ kN}$

$E_h = 183.755 \times \cos(16.5) = 176.188 \text{ kN}$

$E_v = 183.755 \times \text{seno}(16.5) = 52.189 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

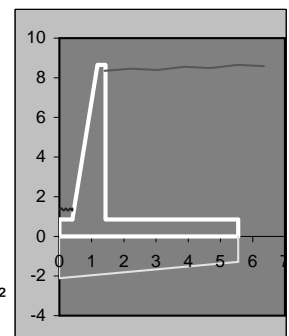
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	242.74	1.899	460.86
2	EV	Peso relleno	596.78	3.501	2089.39
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	52.19	5.55	289.65
6	LS	SC sobre relleno	46.97	3.49	163.92
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	176.19	2.783	490.39
2	LS	Empuje por sobrecarga	26.41	4.175	110.25
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	79.59	5.010	398.74
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	146.91	3.962	582.10
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 255.78 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 176.19 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 79.59 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coficiente de reposo  
Coficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	242.74	600.58	0.00	0.00	52.19	46.97	Total
Resistencia I	303.42	810.78	0.00	0.00	78.28	82.19	1274.68
Resistencia Ia	218.46	600.58	0.00	0.00	78.28	0.00	897.32
Resistencia III	303.42	810.78	0.00	0.00	78.28	0.00	1192.48
Resistencia IIIa	218.46	600.58	0.00	0.00	78.28	0.00	897.32
Evento Extremo I	303.42	810.78	0.00	0.00	78.28	23.48	1215.97
Evento Extremo Ia	218.46	600.58	0.00	0.00	78.28	23.48	920.81
Servicio I	242.74	600.58	0.00	0.00	52.19	46.97	942.47

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	460.86	2090.15	0.00	0.00	289.65	163.92		Total
Resistencia I	576.08	2821.71	0.00	0.00	434.48	286.86		4119.12
Resistencia Ia	414.78	2090.15	0.00	0.00	434.48	0.00		2939.40
Resistencia III	576.08	2821.71	0.00	0.00	434.48	0.00		3832.26
Resistencia IIIa	414.78	2090.15	0.00	0.00	434.48	0.00		2939.40
Evento Extremo I	576.08	2821.71	0.00	0.00	434.48	81.96		3914.22
Evento Extremo Ia	414.78	2090.15	0.00	0.00	434.48	81.96		3021.36
Servicio I	460.86	2090.15	0.00	0.00	289.65	163.92		3004.58

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	176.19	26.41	79.59	146.91	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	264.28	46.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	310.50
Resistencia Ia	264.28	46.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	310.50
Resistencia III	264.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	264.28
Resistencia IIIa	264.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	264.28
Evento Extremo I	264.28	13.20	79.59	146.91	0.00	0.00	0.00	503.99
Evento Extremo Ia	264.28	13.20	79.59	146.91	0.00	0.00	0.00	503.99
Servicio I	176.19	26.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	202.60

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	490.39	110.25	398.74	582.10	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	735.58	192.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	928.53
Resistencia Ia	735.58	192.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	928.53
Resistencia III	735.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	735.58
Resistencia IIIa	735.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	735.58
Evento Extremo I	735.58	55.13	398.74	582.10	0.00	0.00	0.00	1771.55
Evento Extremo Ia	735.58	55.13	398.74	582.10	0.00	0.00	0.00	1771.55
Servicio I	490.39	110.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	600.64

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

#### Exentricidad

El criterio de exentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La exentricidad no deberá exceder la máxima exentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1274.68	310.50	4119.12	928.53	2.503	0.272	1.388	80.40
Resistencia Ia	897.32	310.50	2939.40	928.53	2.241	0.534	1.388	61.51
Resistencia III	1192.48	264.28	3832.26	735.58	2.597	0.178	1.388	87.16
Resistencia IIIa	897.32	264.28	2939.40	735.58	2.456	0.319	1.388	77.01
Evento Extremo I	1215.97	503.99	3914.22	1771.55	1.762	1.013	1.850	45.25
Evento Extremo Ia	920.81	503.99	3021.36	1771.55	1.357	1.418	1.850	23.37
Servicio I	942.47		3004.58	600.64	2.551	0.224		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1274.68	0.55	700.76	0.80	560.608		310.50	44.61
Resistencia Ia	897.32	0.55	493.31	0.80	394.646		310.50	21.32
Resistencia III	1192.48	0.55	655.57	0.80	524.459		264.28	49.61
Resistencia IIIa	897.32	0.55	493.31	0.80	394.646		264.28	33.03
Evento Extremo I	1215.97	0.55	668.48	1.00	668.484		503.99	24.61
Evento Extremo Ia	920.81	0.55	506.22	1.00	506.218		503.99	0.44

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L) / (\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.291 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	( 1 ) $V_L/B$	( 2 ) $6V_{L,e}/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	$\sigma_m$ ( Mpa)	
Resistencia I	229.67	67.52	0.297	0.162	5.55	0.255	< 0.291
Resistencia Ia	161.68	93.34	0.255	0.068	5.55	0.200	< 0.291
Resistencia III	214.86	41.39	0.256	0.173	5.55	0.230	< 0.291
Resistencia IIIa	161.68	55.76	0.217	0.106	5.55	0.183	< 0.291
Evento Extremo I	219.09	239.91	0.460	0.000	5.29	0.345	< 0.388
Evento Extremo Ia	165.91	254.28	0.452	0.000	4.07	0.339	< 0.388
Servicio I	169.81	41.18	0.211	0.129	5.55	0.185	< 2.2

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.85m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 1.03m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 4.12m

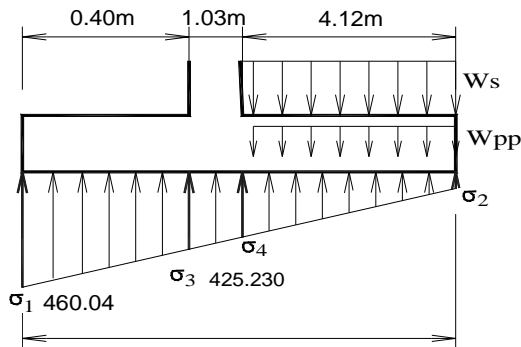
**H = 8.35m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

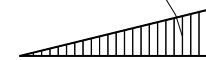
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



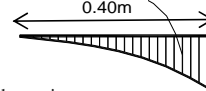
$W_s = 142.50 \text{ kN/m}^2$       [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 7.5 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 21.25 \text{ kN/m}^2$       [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.85 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \cdot W_{pp}$   
 $qu_1 = 433.48 \text{ kN/m}^2$       [  $-21.25 \times 1.25 + 460.04$  ]  
 $qu_3 = 398.67 \text{ kN/m}^2$       [  $-21.25 \times 1.25 + 425.23$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



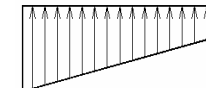
166.4 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



33.7 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



433.48 kN/m

398.67 kN/m

$3X = 5.29 \text{ m}$   
 $d = 79.2 \text{ cm}$        $A_s = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)}$        $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

para  $M_u = 33.7 \text{ kN.m}$

$A_s = 1.02 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 417.2 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 14.24 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Long. Comprimida	$\sigma_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	R1d (kN)	x1 (m)	$0.85 \cdot d$ (x)	T (kN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	297.19	162.15	5.550	281.20	172.68	0.332	0.673	85.18	2.25
Resistencia Ia	255.02	68.34	5.550	232.91	147.83	0.334	0.673	73.38	1.94
Resistencia III	256.25	173.48	5.550	246.44	147.79	0.331	0.673	72.70	1.92
Resistencia IIIa	217.44	105.92	5.550	204.23	126.05	0.333	0.673	62.26	1.65
Evento Extremo I	460.04	0.00	5.286	402.82	266.20	0.336	0.673	133.06	3.17

USE  $4/3A_s = 4.22 \text{ cm}^2$

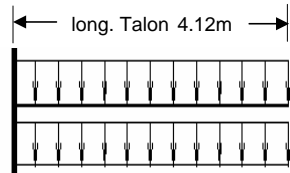
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	25.0 cm
$A_{disp}^{(*)}$	7.92

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

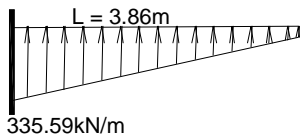
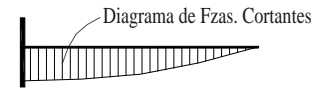


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

$$1\text{m} \times 7.5\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 192.38\text{ kN/m}$$

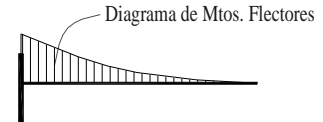
$$V_u = 278.4\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.85\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 26.563\text{ kN/m}$$



$$M_u = 1074.8\text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$



para  $M_u = 1074.8\text{ kN.m}$        $A_s = 34.27\text{ cm}^2$

USE  $A_s = 34.27\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1
sep(cm)	12.5 cm
Adisp(*)	40.54

	$\sigma_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{min}}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\text{requer.}}$ cm <sup>2</sup>
Resistencia I	297.19	162.15	5.550	262.40	367.68	12.60	14.33	14.33
Resistencia Ia	255.02	68.34	5.550	206.92	399.69	13.72	14.33	14.33
Resistencia III	256.25	173.48	5.550	234.92	212.01	7.20	14.33	9.61
Resistencia IIIa	217.44	105.92	5.550	188.71	238.57	8.12	14.33	10.82
Evento Extremo I	460.04	0.00	5.286	335.60	1074.75	34.27	14.33	34.27

#### Fisuración (SERVICIO I)

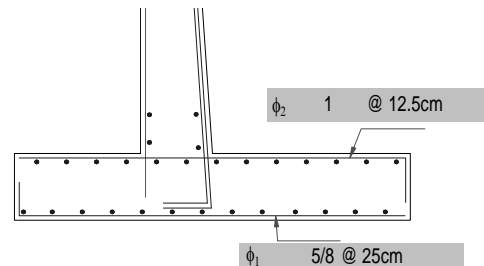
$M = 296.06\text{ kN.m}$        $E_s = 200000\text{ Mpa}$   
 $A_{s\text{dispuesto}} = 40.54\text{ cm}^2$        $E_c = 23168.34\text{ MPa}$   
 $n = 8$       relación modular  
 $x = 19.6\text{ cm}$       profundidad del eje neutro  
 $I_{cr} = 1383677\text{ cm}^4$       Momento de inercia de la sección fisurada  
 $f_s = 101.20\text{ MPa}$       Esfuerzo actuante en el acero  
 $\gamma_c = 0.500$       para estructuras enterradas y en contacto con el agua  
 $\beta_s = 1.114$   
 Espac.máx = 300 mm

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad A_s > 6.58\text{ cm}^2/\text{m}$$

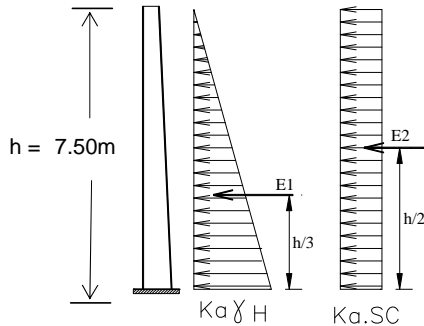
USE  $\phi$  5/8 @ 30cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 7.50m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



#### Resistencia I

$\eta = 0.95$

Por empuje del relleno

$E_1 = 142.1 \text{ kN}$        $M_1 = 355.4 \text{ kN.m}$

Por empuje de la sobrecarga

$E_2 = 23.7 \text{ kN}$        $M_2 = 88.9 \text{ kN.m}$

Por frenado

$BR = 0.00 \text{ kN}$        $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$

Por retracción y fluencia

$CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$        $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$

$M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 444.31 \text{ kN.m}$

$M_u = 654.3 \text{ kN.m}$        $As = 18.30 \text{ cm}^2$

$N_u = 142.500 \text{ kN}$

#### Evento Extremo

Verificación del peralte por servicio

$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$

$M = 444.31 \text{ kN.m/ml}$

Fza Momento

$n = E_s/E_c = 8$

Empuje relleno      142.14      355.36

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

Empuje dinámico (M.O.)      64.21      288.94

$j = 1 - k/3 = 0.905$

Fuerza Inercial Muro      21.84      67.87

luego  $d_{min} = 63.97 \text{ cm}$

Fuerza Inercial Relleno      104.44      391.63

Empuje de la sobrecarga      23.72      88.95

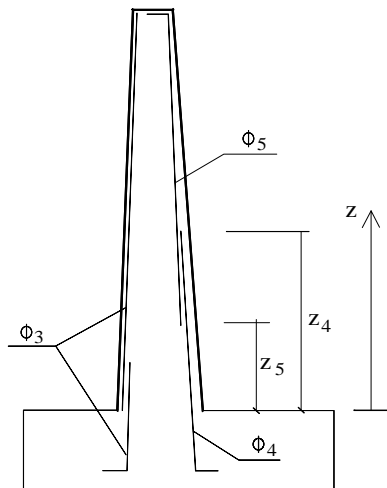
peralte efectivo en garganta :

Fza. Horizontal externa      0.00      0.00

$d = 96.73 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

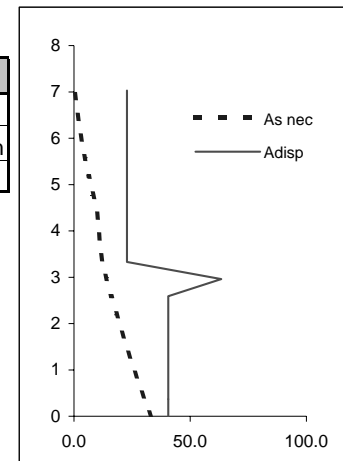
$M_u = 1259.7 \text{ kN.m}$        $As = 32.27 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	25.0 cm	12.5 cm	12.5 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	7.92	40.54	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.35
$z_5$ (m)	2.15



#### Comprobación a cortante

$V_u = 241.988 \text{ kN}$

$d_v = 87.06 \text{ cm}$

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

$\epsilon_x (\times 10^3) = 1.138$

$s_{xe} = 125 \text{ mm}$

$\theta = 32.98$

$\beta = 3.01$

$V_c = 995.89 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

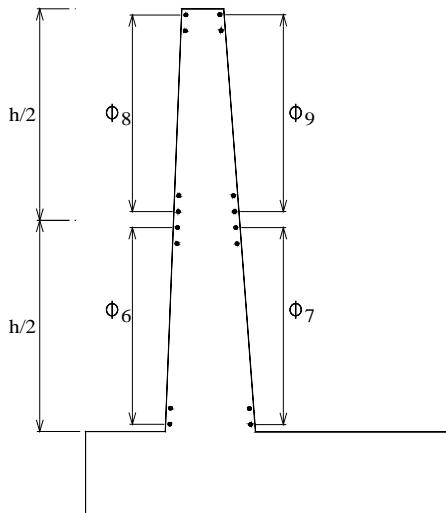
H-hz-h0 = 7.50m

#### Comprobación a Fisuración

M = 444.31 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 40.54 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 22.0 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 2165970 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 122.61 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.073$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



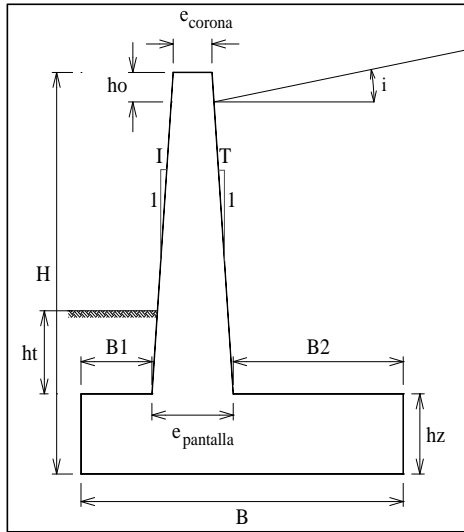
espesor promedio = 0.64m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	15.0		8.0	
$\phi$ (in)	5/8	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	15.0		10.1	

<sup>(\*)</sup> Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m



H = 9.25m	ángulo de fricción del relleno $\phi = 33^\circ$
B = 5.95m	ángulo de inclinación del relleno $i = 3.43^\circ$
$e_{corona} = 0.30m$	ángulo relleno muro $\delta = 16.50^\circ$
I = 0.1	áng. fricción (terreno muro) $\phi_r = 29^\circ$
T = 0	Coficiente de Aceleración = 0.35
B1 = 0.40m	
hz = 0.95m	
$e_{pantalla} = 1.13m$	Cof. sísmico = 0.175
B2 = 4.42m	coef hz = 0.175
$h_t = 0.50m$	coef vert = 0.088
p.e. relleno = 19.0 kN/m <sup>3</sup>	coef. fricción f = 0.550
p.e. concreto = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Long. Muro (m) 1.00
$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kgf/cm}^2$	
ho = 0.30m	

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa			
Carga vertical variable externa		0	
Carga sísmica horizontal externa	0		0

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

$K_a = 0.277$

Empuje =  $0.5 \times 0.277 \times 19 \times 8.95^2 \times 1 = 211.112 \text{ kN}$

$E_h = 211.112 \times \cos(16.5) = 202.418 \text{ kN}$

$E_v = 211.112 \times \text{seno}(16.5) = 59.959 \text{ kN}$

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4)

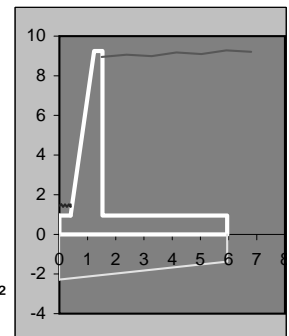
Table 3.11.6.4-2 Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic.

Retaining Wall Height (mm)	$h_{eq}$ (mm) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 mm	300 mm or Further
1500	1500	600
3000	1050	600
$\geq 6000$	600	600

use  $h_{eq} = 0.60m$

presión generada por la carga viva

$W_L = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.6 \times 19 = 11.40 \text{ kN/m}^2$



#### Cargas verticales y horizontales no factoradas

Cargas verticales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	289.68	2.031	588.40
2	EV	Peso relleno	682.98	3.752	2562.54
3	DC	Carga vertical permanente externa	0.00	0	0.00
4	LL	Carga vertical variable externa	0.00	0	0.00
5	EH	Comp.vert. Empuje	59.96	5.95	356.76
6	LS	SC sobre relleno	50.39	3.74	188.45
2	EV	Peso relleno en punta	3.80	0.2	0.76

Cargas horizontales			Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	202.42	2.983	603.88
2	LS	Empuje por sobrecarga	28.31	4.475	126.67
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	91.44	5.370	491.02
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	170.21	4.247	722.91
5	BR	Fza Horizontal variable externa	0.00	0.000	0.00
6	CR+SH+TU	Fluenc, contrac,temp	0.00	0.000	0.00
7	EQ	Carga sísmica horizontal externa	0.00	0.000	0.00



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m

coef hz = 0.18  
coef vert = 0.09

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

$k_{AE} = 0.4232$

$\beta$	0.00°
$\phi$	33.00°
$\theta$	10.86°
$\delta$	16.50°
$< i$	3.43°

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \quad E_{AE} = 293.86 \text{ kN}$$

(EH)  $E_{\text{activo}} = 202.42 \text{ kN}$  (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)  
 $\Delta E = 91.44 \text{ kN}$  (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  
1.50 0.90

Coeficiente de reposo  
Coeficiente activo

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH (1.20) se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor (0.5) se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

#### Cargas de diseño factoradas

##### Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	V <sub>u</sub>
V <sub>n</sub>	289.68	686.78	0.00	0.00	59.96	50.39	Total
Resistencia I	362.09	927.15	0.00	0.00	89.94	88.18	1467.36
Resistencia Ia	260.71	686.78	0.00	0.00	89.94	0.00	1037.42
Resistencia III	362.09	927.15	0.00	0.00	89.94	0.00	1379.18
Resistencia IIIa	260.71	686.78	0.00	0.00	89.94	0.00	1037.42
Evento Extremo I	362.09	927.15	0.00	0.00	89.94	25.19	1404.37
Evento Extremo Ia	260.71	686.78	0.00	0.00	89.94	25.19	1062.62
Servicio I	289.68	686.78	0.00	0.00	59.96	50.39	1086.80

##### Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	DC	EV	DC	LL	EH	LS	EQ	M <sub>Vu</sub>
M <sub>Vn</sub>	588.40	2563.30	0.00	0.00	356.76	188.45		Total
Resistencia I	735.50	3460.45	0.00	0.00	535.13	329.79		5060.88
Resistencia Ia	529.56	2563.30	0.00	0.00	535.13	0.00		3627.99
Resistencia III	735.50	3460.45	0.00	0.00	535.13	0.00		4731.09
Resistencia IIIa	529.56	2563.30	0.00	0.00	535.13	0.00		3627.99
Evento Extremo I	735.50	3460.45	0.00	0.00	535.13	94.23		4825.32
Evento Extremo Ia	529.56	2563.30	0.00	0.00	535.13	94.23		3722.22
Servicio I	588.40	2563.30	0.00	0.00	356.76	188.45		3696.91

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m

#### Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	H <sub>u</sub>
H <sub>n</sub>	202.42	28.31	91.44	170.21	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	303.63	49.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	353.16
Resistencia Ia	303.63	49.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	353.16
Resistencia III	303.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	303.63
Resistencia IIIa	303.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	303.63
Evento Extremo I	303.63	14.15	91.44	170.21	0.00	0.00	0.00	579.43
Evento Extremo Ia	303.63	14.15	91.44	170.21	0.00	0.00	0.00	579.43
Servicio I	202.42	28.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	230.72

#### Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	5	6	7	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	BR	CR+SH+TU	EQ	M <sub>Hu</sub>
M <sub>Hn</sub>	603.88	126.67	491.02	722.91	0.00	0.00	0.00	Total
Resistencia I	905.82	221.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1127.49
Resistencia Ia	905.82	221.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1127.49
Resistencia III	905.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	905.82
Resistencia IIIa	905.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	905.82
Evento Extremo I	905.82	63.33	491.02	722.91	0.00	0.00	0.00	2183.08
Evento Extremo Ia	905.82	63.33	491.02	722.91	0.00	0.00	0.00	2183.08
Servicio I	603.88	126.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	730.55

#### Estabilidad y condiciones de seguridad

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

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado})}{\text{provisto}} * 100$$

#### Exentricidad

El criterio de excentricidad es básico para mantener la fuerza vertical resultante dentro de la mitad del medio de la base.

La excentricidad no deberá exceder la máxima excentricidad,  $e_{\text{máx}} (=B/4)$

	V <sub>L</sub>	H <sub>L</sub>	M <sub>v</sub>	M <sub>H</sub>	X <sub>o</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1467.36	353.16	5060.88	1127.49	2.681	0.294	1.488	80.21
Resistencia Ia	1037.42	353.16	3627.99	1127.49	2.410	0.565	1.488	62.04
Resistencia III	1379.18	303.63	4731.09	905.82	2.774	0.201	1.488	86.46
Resistencia IIIa	1037.42	303.63	3627.99	905.82	2.624	0.351	1.488	76.40
Evento Extremo I	1404.37	579.43	4825.32	2183.08	1.881	1.094	1.983	44.86
Evento Extremo Ia	1062.62	579.43	3722.22	2183.08	1.448	1.527	1.983	23.03
Servicio I	1086.80		3696.91	730.55	2.729	0.246		

donde  $\% = (e_{\text{máx}} - e)/e_{\text{máx}} * 100$

#### Deslizamiento

	V <sub>L</sub>	u	F <sub>r</sub>	Φ <sub>s</sub>	Φ <sub>s</sub> .F <sub>r</sub>	Φ <sub>s1</sub> .Ep	H <sub>L</sub>	Margen de diseño %
Resistencia I	1467.36	0.55	806.69	0.80	645.350		353.16	45.28
Resistencia Ia	1037.42	0.55	570.33	0.80	456.262		353.16	22.60
Resistencia III	1379.18	0.55	758.21	0.80	606.569		303.63	49.94
Resistencia IIIa	1037.42	0.55	570.33	0.80	456.262		303.63	33.45
Evento Extremo I	1404.37	0.55	772.06	1.00	772.062		579.43	24.95
Evento Extremo Ia	1062.62	0.55	584.18	1.00	584.179		579.43	0.81

donde  $\% = (\Phi_s \cdot F_r - H_L)/(\Phi_s \cdot F_r) * 100$

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m

#### Capacidad portante

$\sigma_{ult} = 0.305 \text{ MPa}$

Presión trapezoidal

Presión rectangular equivalente

	( 1 ) $V_L/B$	( 2 ) $6V_{L,e}/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	$\sigma_m$ ( Mpa)	
Resistencia I	246.62	73.22	0.320	0.173	5.95	0.274	< 0.305
Resistencia Ia	174.36	99.29	0.274	0.075	5.95	0.215	< 0.305
Resistencia III	231.80	47.08	0.279	0.185	5.95	0.249	< 0.305
Resistencia IIIa	174.36	61.72	0.236	0.113	5.95	0.198	< 0.305
Evento Extremo I	236.03	260.28	0.498	0.000	5.64	0.373	< 0.405
Evento Extremo Ia	178.59	274.92	0.489	0.000	4.35	0.367	< 0.405
Servicio I	182.66	45.23	0.228	0.137	5.95	0.199	< 2.3

#### DI SEÑO

altura zapata = 0.95m       $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 espesor garganta pantalla = 1.13m       $f_c = 21 \text{ MPa}$   
 long punta = 0.40m      recub = 0.05m  
 long. Talon = 4.42m

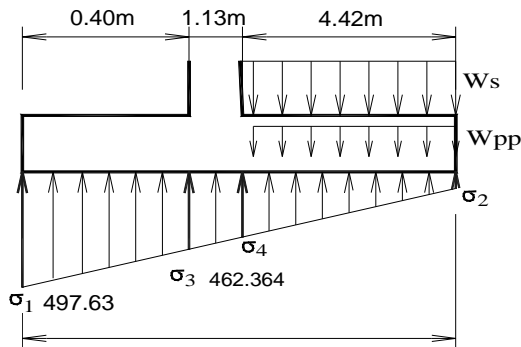
**H = 8.95m**

#### ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Considerando zapata flexible

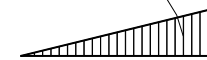
#### Evento Extremo I

El diseño se realiza con la presión más crítica sobre el terreno



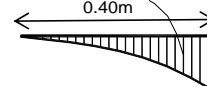
$W_s = 152.00 \text{ kN/m}^2$  [  $19 \text{ kN/m}^3 \times 8 \text{ m}$  ]  
 $W_{pp} = 23.75 \text{ kN/m}^2$  [  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.95 \text{ m}$  ]  
 $qu = \text{presión} - 1.25 \cdot W_{pp}$   
 $qu_1 = 467.94 \text{ kN/m}^2$  [  $-23.75 \times 1.25 + 497.63$  ]  
 $qu_3 = 432.68 \text{ kN/m}^2$  [  $-23.75 \times 1.25 + 462.36$  ]

Diagrama de Fzas. Cortantes



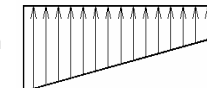
180.1 kN

Diagrama de Mtos. Flectores



36.5 kN.m

Diagrama de presiones actuantes



467.94 kN/m

432.68 kN/m

$$d = 89.2 \text{ cm} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

para  $M_u = 36.5 \text{ kN.m}$

$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$

refuerzo mínimo requerido por agrietamiento  $1.2M_{cr} = 521.1 \text{ kN.m}$

$A_{s_{cr}} = 15.78 \text{ cm}^2$

#### Zapata rígida

se resuelve por el método puntal tirante

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Long. Comprimida	$\sigma_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	R1d (kN)	x1 (m)	$0.85 \cdot d$ (x)	T (kN)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Resistencia I	319.83	173.40	5.950	303.03	192.29	0.345	0.758	87.41	2.31
Resistencia Ia	273.64	75.07	5.950	250.86	164.40	0.347	0.758	75.16	1.99
Resistencia III	278.88	184.71	5.950	268.07	166.39	0.344	0.758	75.44	2.00
Resistencia IIIa	236.07	112.64	5.950	221.92	141.70	0.345	0.758	64.50	1.71
Evento Extremo I	497.63	0.00	5.644	437.45	298.83	0.349	0.758	137.58	3.28

USE  $4/3A_s = 4.37 \text{ cm}^2$

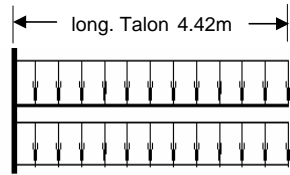
Familia	$\phi_1$
$\phi$ (pulg)	5/8
sep(cm)	20.0 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	9.90

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m

#### ZAPATA POSTERIOR (TALON)

Evento Extremo I

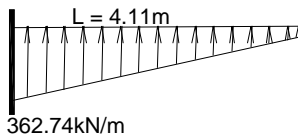
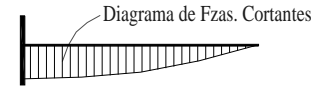


$$1\text{m} \times 11.4\text{kN/m}^2 \times 0.5 = 5.7\text{ kN/m}$$

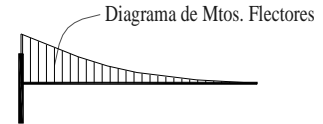
$$1\text{m} \times 8\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1.35 = 205.2\text{ kN/m}$$

$$Vu = 317.2\text{ kN}$$

$$1\text{m} \times 0.95\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1.25 = 29.688\text{ kN/m}$$



$$Mu = 1326.7\text{ kN.m}$$



$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - a/2)} \quad a = \frac{Asfy}{0.85f'c.b}$$

para  $Mu = 1326.7\text{ kN.m}$        $As = 37.48\text{ cm}^2$

USE  $As = 37.48\text{ cm}^2$

Familia	$\phi_2$
$\phi$ (pulg)	1
sep(cm)	10.0 cm
Adisp(*)	50.67

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Long. 'omprimida	$\sigma_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	Md (kN.m)	As cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>requer.</sub> cm <sup>2</sup>
Resistencia I	319.83	173.40	5.950	282.18	441.32	13.40	15.88	15.88
Resistencia Ia	273.64	75.07	5.950	222.58	479.95	14.60	15.88	15.88
Resistencia III	278.88	184.71	5.950	254.66	262.34	7.91	15.88	10.54
Resistencia IIIa	236.07	112.64	5.950	204.33	294.71	8.89	15.88	11.86
Evento Extremo I	497.63	0.00	5.644	362.73	1326.75	37.48	15.88	37.48

#### Fisuración (SERVICIO I)

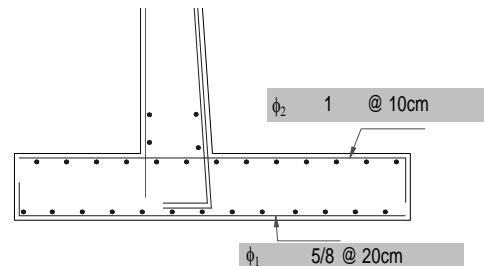
M = 355.52 kN.m	Es = 200000 Mpa
As <sub>dispuesto</sub> = 50.67 cm <sup>2</sup>	Ec = 23168.34 MPa
n = 8	relación modular
x = 23.1 cm	profundidad del eje neutro
I <sub>cr</sub> = 2155313 cm <sup>4</sup>	Momento de inercia de la sección fisurada
fs = 86.61 MPa	Esfuerzo actuante en el acero
$\gamma_c = 0.500$	para estructuras enterradas y en contacto con el agua
$\beta_s = 1.101$	
Espac.máx = 300 mm	

#### Refuerzo transversal (art. 5.10.8)

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

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot fy} \quad As > 7.31\text{ cm}^2/\text{m}$$

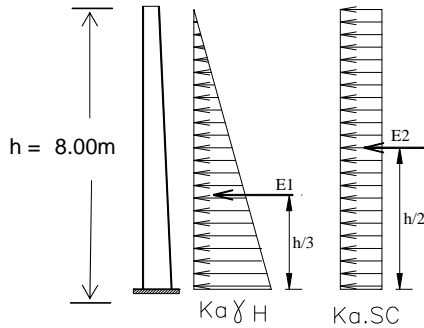
USE  $\phi$  5/8 @ 25cm



### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

H-hz-h0 = 8.00m

#### Cálculo a FlexoCompresión de la Pantalla



**Resistencia I**  $\eta = 0.95$   
 Por empuje del relleno  $E_1 = 161.7 \text{ kN}$   $M_1 = 431.3 \text{ kN.m}$   
 Por empuje de la sobrecarga  $E_2 = 25.3 \text{ kN}$   $M_2 = 101.2 \text{ kN.m}$   
 Por frenado  $BR = 0.00 \text{ kN}$   $M_3 = 0.0 \text{ kN.m}$   
 Por retracción y fluencia  $CR+CH+TU = 0.00 \text{ kN}$   $M_4 = 0.0 \text{ kN.m}$   
 $M = M_1+M_2+M_3+M_4 = 532.48 \text{ kN.m}$

$M_u = 782.8 \text{ kN.m}$   $\Rightarrow$   $A_s = 19.84 \text{ cm}^2$   
 $N_u = 169.813 \text{ kN}$

#### Verificación del peralte por servicio

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$M = 532.48 \text{ kN.m/ml}$

$n = E_s/E_c = 8$

$k = n/(n+f_s/f_c) = 0.286$

$j = 1 - k/3 = 0.905$

luego  $d_{min} = 70.03 \text{ cm}$

peralte efectivo en garganta :

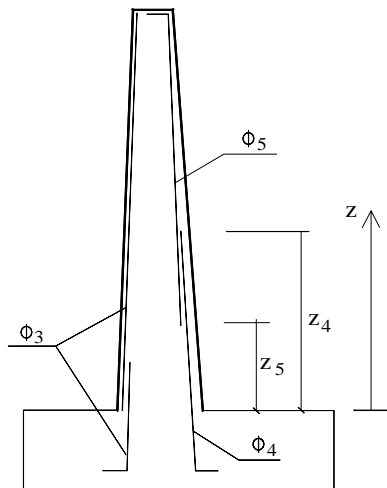
$d = 106.73 \text{ cm} > d_{min} \text{ OK}$

#### Evento Extremo

	Fza	Momento
Empuje relleno	161.73	431.27
Empuje dinámico (M.O.)	73.06	350.67
Fuerza Inercial Muro	25.96	86.90
Fuerza Inercial Relleno	119.52	478.08
Empuje de la sobrecarga	25.30	101.20
Fza. Horizontal externa	0.00	0.00

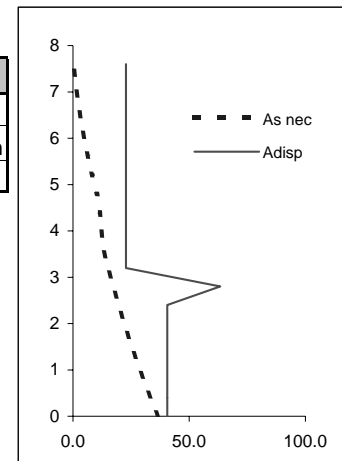
$M_u = 1532.5 \text{ kN.m}$   $\Rightarrow$   $A_s = 35.58 \text{ cm}^2$

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuarán barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



Familia	$\phi_3$	$\phi_4$	$\phi_5$
$\phi$ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	25.0 cm	12.5 cm	12.5 cm
Adisp <sup>(*)</sup>	7.92	40.54	

Intervalo de armadura	
$z_4$ (m)	3.25
$z_5$ (m)	2.05



#### Comprobación a cortante

$V_u = 272.524 \text{ kN}$   
 $d_v = 96.06 \text{ cm}$   
 $ag = 3/4 \text{ in}$   
 $\epsilon_x (\times 10^3) = 1.237$   
 $s_{xe} = 125 \text{ mm}$   
 $\theta = 33.33$   
 $\beta = 2.89$   
 $V_c = 1056.49 \text{ BIEN}$

(Tamaño del agregado)

### DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

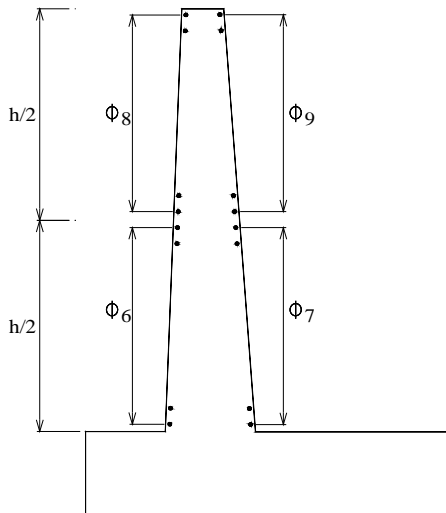
H-hz-h0 = 8.00m

#### Comprobación a Fisuración

M = 532.48 kN.m  
 $A_{s\text{dispuesto}} = 40.54 \text{ cm}^2$   
 $n = 8$   
 $x = 23.3 \text{ cm}$   
 $I_{cr} = 2678903 \text{ cm}^4$   
 $f_s = 132.72 \text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 0.500$   
 $\beta_s = 1.066$   
 Espac.máx = 30.0 cm

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23168.34 \text{ MPa}$   
 relación modular  
 profundidad del eje neutro  
 Momento de inercia de la sección fisurada  
 Esfuerzo actuante en el acero

#### Resto de armadura



espesor promedio = 0.72m  
 cuantía geométrica horizontal de muro = 1.80 o/oo

Familia	$\phi_6 + \phi_7$		$\phi_8 + \phi_9$	
Anec <sup>(*)</sup> (cm)	16.6		9.1	
$\phi$ (in)	5/8	5/8	1/2	1/2
sep(cm)	20.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	17.8		10.1	

(\*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica