

DISEÑO DE PILAR TIPO VOLADIZO

H= 15

ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO AASHTO LRFD PARA PUENTES

Parametros Sismicos

PGA =	0.42
S _s =	1.11
S ₁ =	0.39
F _{PGA} =	1.00
F _a =	1.00
F _v =	1.60

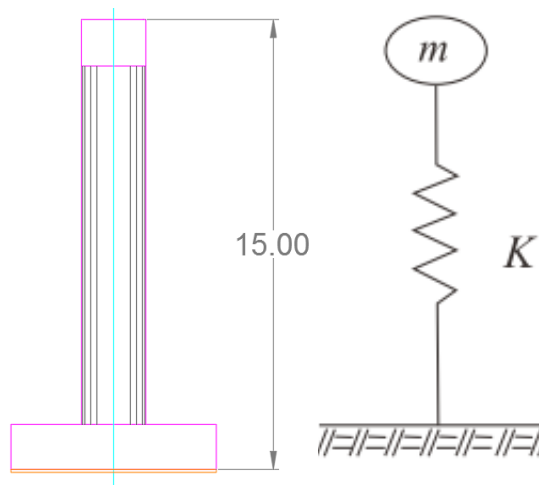
A _s = F _{PGA} PGA	0.42
S _{DS} = F _a S _s	1.11
S _{D1} = F _v S ₁	0.62

T_s = 0.56 s

T₀ = 0.11 s

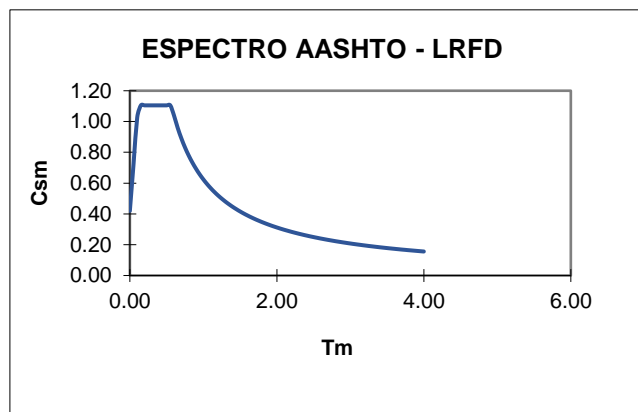
T_m = $2 \pi \sqrt{M / K}$

Modelo Dinamico



ESPECTRO DE DISEÑO - AASHTO LRFD

T _m (s)	C _{sm}
0.00	0.42
0.20	1.11
0.40	1.11
0.60	1.04
0.80	0.78
1.00	0.62
1.20	0.52
1.40	0.45
1.60	0.39
1.80	0.35
2.00	0.31
2.20	0.28
2.40	0.26
2.60	0.24
2.80	0.22
3.00	0.21
3.20	0.20
3.40	0.18
3.60	0.17
3.80	0.16
4.00	0.16



Cortante Sismico " V_{EQ} "

$$V_{sismo} = C_{sm} * \text{Peso} / R$$

$$R = 1.5$$

Determinacion de la masa "M"

Dimensiones del Pilar

Ancho (A_{Pilar})	1.20 m
Largo (L_{Pilar})	3.50 m
Altura (H_{Pilar})	11.95 m

Dimensiones de la Viga Cabezal

Ancho (b_{cab})	1.50 m
Altura (h_{cab})	1.55 m
Largo (L_{cab})	12.50 m

Cabezal (DC)	69.750 Ton
Pilar (DC)	120.456 Ton
Super (DC)	453.382 Ton
Super (DW)	17.578 Ton
Super (LL+IM)	120.419 Ton

Peso Sismico = 721.38 Ton

Masa Sísmica ($73.535 \text{ Ton-s}^2/m$ **)**

Determinacion de la Rigidez "K"

Calculo de la Rigidez

$$K = 3EI / H^3$$

$f'c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$

$E_c = 250,998.01 \text{ Kg/cm}^2$

Calculo de la Inercia Bruta

Sentido Longitudinal

$I_{xx} = 0.50400 \text{ m}^4$

Sentido Transversal

$I_{yy} = 4.28750 \text{ m}^4$

Relacion de Esbeltez

$A = 4.20 \text{ m}^2$

$r_{xx} = 0.35 \text{ m}$

$KL/r_{xx} = 34.50 < 40 \quad \text{OK}$

$r_{yy} = 1.01 \text{ m}$

$KL/r_{yy} = 11.83 < 40 \quad \text{OK}$



Calculo de la Inercia Efectiva

Si P_{axial} esta entre 10% y 15% de $f'cA_g$ entonces $I_e=0.67I$

$$P_{axial} = 781.58 \text{ Ton}$$

$$A_g = 4.200 \text{ m}^2$$

$$P_{axial} / (A_g f'_c) = 0.066$$

Consideramos Inercia efectiva 0.67 I

$$I_{exx} = 0.338 \text{ m}^4$$

$$I_{eyy} = 2.873 \text{ m}^4$$

Rigidez

$$K_{xx} = 1,490.02 \text{ Ton/m}$$

$$K_{yy} = 12,675.55 \text{ Ton/m}$$

Determinacion del Periodo "T"

Calculo del Periodo

$$T = 2 \pi \sqrt{M / K}$$

$$T_{xx} = 1.40 \text{ Seg}$$

$$T_{yy} = 0.48 \text{ Seg}$$

Determinacion del Coeficiente Sismico "Csm"

Csm del espectro de diseño

$$C_{smxx} = 0.65$$

$$C_{smyy} = 1.11$$

CORTANTE SISMICO (EQ)

$$V_{EQ \text{ sismo}} = C_{sm} \text{ Peso} / R$$

$$V_{EQ_{xx}} = 312.60 \text{ Ton}$$

$$V_{EQ_{yy}} = 533.82 \text{ Ton}$$

MOMENTO FLECTOR SISMICO (EQ)

$$M_{EQ_{xx}} = 1,867.76 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EQ_{yy}} = 3,189.56 \text{ Ton-m}$$

FUERZA DE FRENADO "BR"

$$V_{BR} = 16.56 \text{ Ton}$$

$$H_{\text{viga - super}} = 2.7 \text{ m}$$

$$M_{BR} = 298.17 \text{ Ton-m}$$



RESUMEN DE CARGAS SOBRE EL PILAR

CARGA AXIAL P_{axial}		
DC_{Pilar}	190.206	Ton
DC_{Super}	453.382	Ton
DW_{Super}	17.578	Ton
$LL+IM_{Super}$	120.419	Ton

Nota.- Los momentos por cargas gravitatorias se han despreciado

MOMENTO $M_{flector}$		
EQ_{xx}	1867.760	Ton-m
EQ_{yy}	3189.560	Ton-m
BR	298.165	Ton-m

CORTANTE V_{corte}		
EQ_{xx}	312.596	Ton
EQ_{yy}	533.818	Ton
BR	16.565	Ton

COMBINACIONES DE CARGA

RESISTENCIA I				
		P_{axial}		
DC_{Pilar}	1.25	190.206	237.758	Ton
DC_{Super}	1.25	453.382	566.727	Ton
DW_{Super}	1.50	17.578	26.367	Ton
$LL+IM_{Super}$	1.75	120.419	210.732	Ton
		P_{axial}	1,041.584 Ton	

		$M_{flector}$		
EQ_{xx}	0.00	1867.760	0.000	Ton-m
EQ_{yy}	0.00	3189.560	0.000	Ton-m
BR	1.75	298.165	521.789	Ton-m
		$M_{flector}$	521.789 Ton-m	

		V_{corte}		
EQ_{xx}	0.00	312.596	0.000	Ton-m
EQ_{yy}	0.00	533.818	0.000	Ton-m
BR	1.75	16.565	28.988	Ton-m
		V_{corte}	28.988 Ton-m	

EVENTO EXTREMO I		P _{axial}		
DC _{pilar}	1.00	190.206	190.206	Ton
DC _{Super}	1.00	453.382	453.382	Ton
DW _{Super}	1.00	17.578	17.578	Ton
LL+IM _{Super}	0.50	120.419	60.209	Ton
		P_{axial}	721.375 Ton	

		M _{flector}		
EQ _{xx}	1.00	1867.760	1867.760	Ton-m
EQ _{yy}	1.00	3189.560	3189.560	Ton-m
BR	0.50	298.165	149.083	Ton-m
		M_{xx}	2,016.843 Ton-m	
		M_{yy}	3,189.560 Ton-m	

		V _{corte}		
EQ _{xx}	1.00	312.596	312.596	Ton
EQ _{yy}	1.00	533.818	533.818	Ton
BR	0.50	16.565	8.282	Ton
		V_{xx}	320.878 Ton	
		V_{yy}	533.818 Ton	

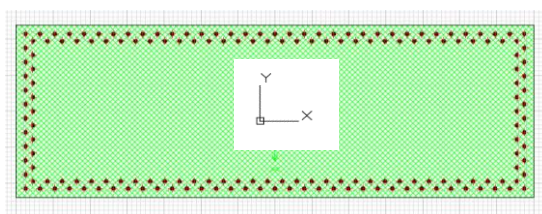
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

DIAGRAMA DE INTERACCION

REFUERZO EN PILAR 2 capas de acero $\phi 1'' @ 0.10$

Largo (m)
3.50

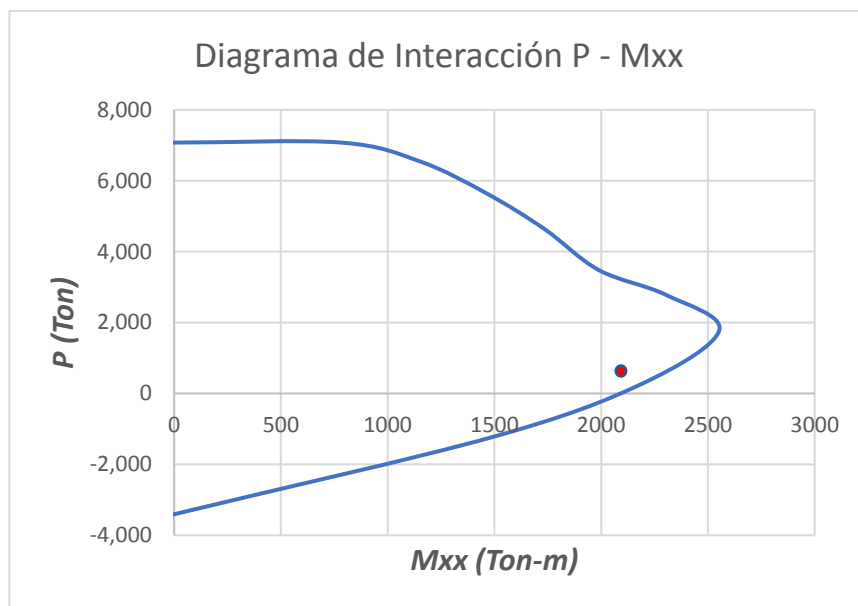
A (m)
1.20



SENTIDO LONGITUDINAL

Pu = 721.38 Ton

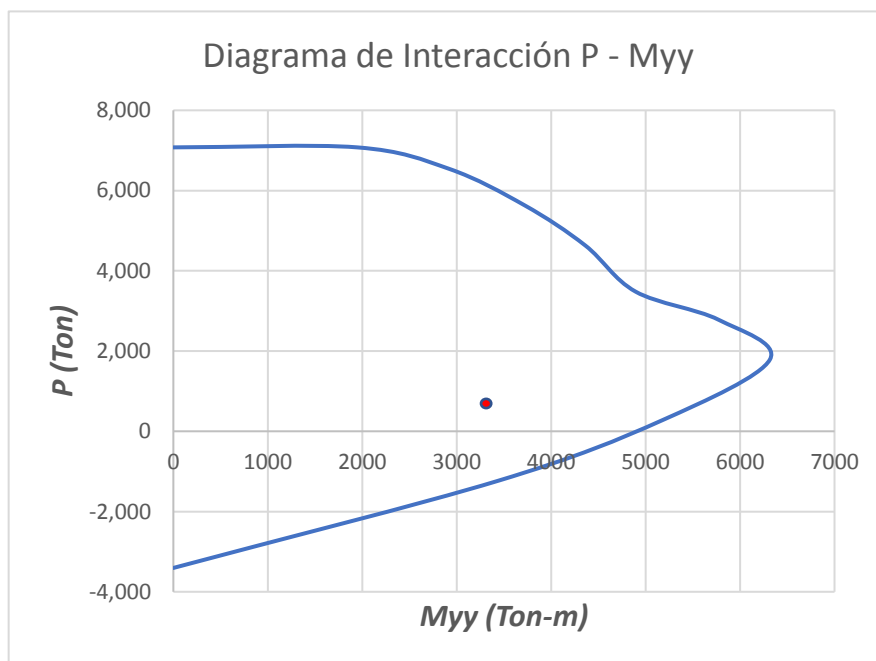
Mu xx = 2,016.84 Ton-m



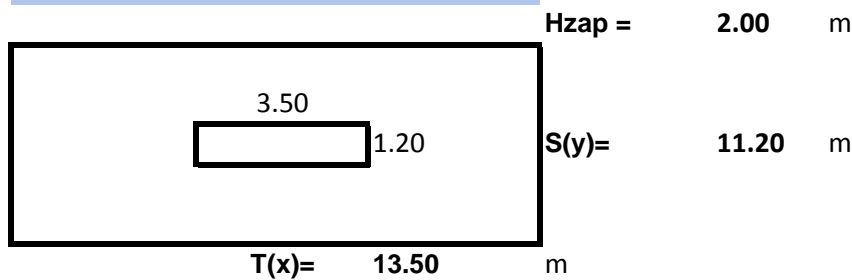
SENTIDO TRANSVERSAL

Pu = 721.38 Ton

Mu yy = 3,189.56 Ton-m



DISEÑO DE LA CIMENTACION



DATOS

$\sigma_{adm} = 20.00 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{sismo - EQ} = 26.00 \text{ Ton/m}^2$

CARGAS EN SERVICIO (SIN SISMO)

$P_{serv} = 781.584 \text{ Ton}$
 $M_{serv} = 298.165 \text{ Ton-m}$

VERIFICACION EN SERVICIO (SIN SISMO)

$\sigma(x) = 10.85 \text{ Ton/m}^2 < 20.00 \text{ OK}$
 $\sigma(x) = 9.09 \text{ Ton/m}^3 < 20.00 \text{ OK}$

CARGAS EN SERVICIO (CON SISMO)

$P_{serv - EQ} = 781.584 \text{ Ton}$
 $M_{serv - EQ} = 3189.560 \text{ Ton-m}$

VERIFICACION EN SERVICIO (CON SISMO)

$\sigma(x) = 19.34 \text{ Ton/m}^2 < 26.00 \text{ OK}$
 $\sigma(x) = 0.59 \text{ Ton/m}^3 < 26.00 \text{ OK}$

Considerando una distribucion uniforme de presiones:

DISEÑO POR FLEXION

$L_v = 5.00 \text{ m}$
 $M_u = 241.81 \text{ t-m}$
 $b = 1 \text{ m}$
 $H = 2.00$
 $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $Usar \phi \quad 1 \quad @ \quad 0.125 \text{ m}$

DISEÑO POR CORTE

$V_u = 58.03 \text{ t}$

