

DISEÑO DE PILAR TIPO VOLADIZO

H= 45

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

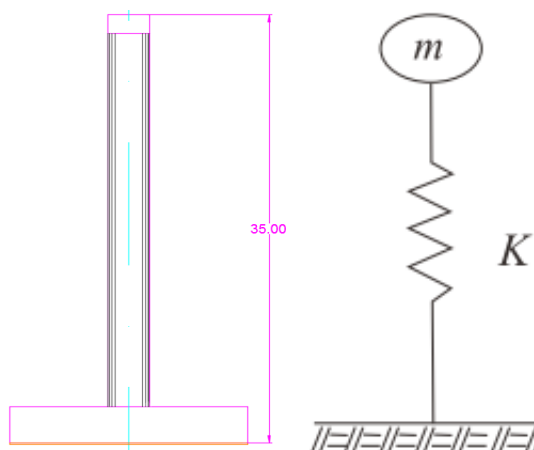
A _s = F _{PGA} PGA	0.42
S _{DS} = F _a S _s	1.11
S _{D1} = F _v S ₁	0.62

T_s = 0.56 s

T_o = 0.11 s

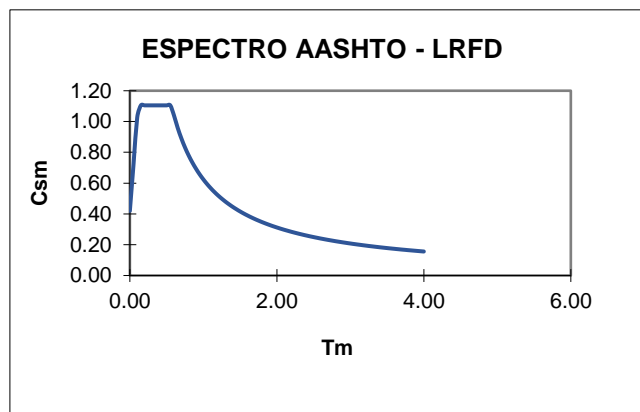
T_m = $2 \pi \sqrt{M / K}$

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})	3.60 m
Largo (L_{Pilar})	5.00 m
Altura (H_{Pilar})	40.45 m

Dimensiones de la Viga Cabezal

Ancho (b_{cab})	2.50 m
Altura (h_{cab})	1.55 m
Largo (L_{cab})	12.50 m

Cabezal (DC)	116.250 Ton
Pilar (DC)	1747.440 Ton
Super (DC)	453.382 Ton
Super (DW)	17.578 Ton
Super (LL+IM)	120.419 Ton

Peso Sismico = 2,394.86 Ton

Masa Sísmica (244.124 Ton-s²/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

$I_{xx} = 19.44000 \text{ m}^4$

Sentido Transversal

$I_{yy} = 37.50000 \text{ m}^4$

Relacion de Esbeltez

$A = 18.00 \text{ m}^2$

$r_{xx} = 1.04 \text{ m}$

$KL/r_{xx} = 38.92 < 40 \quad \text{OK}$

$r_{yy} = 1.44 \text{ m}$

$KL/r_{yy} = 28.02 < 40 \quad \text{OK}$



Calculo de la Inercia Efectiva

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

$$P_{axial} = 2,455.07 \text{ Ton}$$

$$A_g = 18.000 \text{ m}^2$$

$$P_{axial} / (A_g f'_c) = 0.049$$

Consideramos Inercia efectiva 0.67 I

$$I_{exx} = 13.025 \text{ m}^4$$

$$I_{eyy} = 25.125 \text{ m}^4$$

Rigidez

$$K_{xx} = 1,481.86 \text{ Ton/m}$$

$$K_{yy} = 2,858.53 \text{ Ton/m}$$

Determinacion del Periodo "T"

Calculo del Periodo

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

$$T_{xx} = 2.55 \text{ Seg}$$

$$T_{yy} = 1.84 \text{ Seg}$$

Determinacion del Coeficiente Sismico "Csm"

Csm del espectro de diseño

$$C_{smxx} = 0.24$$

$$C_{smyy} = 0.33$$

CORTANTE SISMICO (EQ)

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

$$V_{EQ_{xx}} = 383.18 \text{ Ton}$$

$$V_{EQ_{yy}} = 526.87 \text{ Ton}$$

MOMENTO FLECTOR SISMICO (EQ)

$$M_{EQ_{xx}} = 7,749.76 \text{ Ton-m}$$

$$M_{EQ_{yy}} = 10,655.93 \text{ Ton-m}$$

FUERZA DE FRENADO "BR"

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

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

$$M_{BR} = 770.26 \text{ Ton-m}$$



RESUMEN DE CARGAS SOBRE EL PILAR

CARGA AXIAL P_{axial}		
DC_{Pilar}	1863.690	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}	7749.764	Ton-m
EQ_{yy}	10655.925	Ton-m
BR	770.260	Ton-m

CORTANTE V_{corte}		
EQ_{xx}	383.177	Ton
EQ_{yy}	526.869	Ton
BR	16.565	Ton

COMBINACIONES DE CARGA

RESISTENCIA I P_{axial}				
DC_{Pilar}	1.25	1863.690	2329.613	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}	3,133.439 Ton

$M_{flector}$				
EQ_{xx}	0.00	7749.764	0.000	Ton-m
EQ_{yy}	0.00	10655.925	0.000	Ton-m
BR	1.75	770.260	1347.955	Ton-m
			$M_{flector}$	1,347.955 Ton-m

V_{corte}				
EQ_{xx}	0.00	383.177	0.000	Ton-m
EQ_{yy}	0.00	526.869	0.000	Ton-m
BR	1.75	16.565	28.988	Ton-m
			V_{corte}	28.988 Ton-m

EVENTO EXTREMO I		P_{axial}		
<i>DC</i> <i>pilar</i>	1.00	1863.690	1863.690	Ton
<i>DC</i> <i>Super</i>	1.00	453.382	453.382	Ton
<i>DW</i> <i>Super</i>	1.00	17.578	17.578	Ton
<i>LL+IM</i> <i>Super</i>	0.50	120.419	60.209	Ton
		P_{axial}	2,394.859 Ton	

<i>EQ</i> <i>xx</i>	1.00	M_{flector} 7749.764	7749.764	<i>Ton-m</i>
<i>EQ</i> <i>yy</i>	1.00	10655.925	10655.925	<i>Ton-m</i>
<i>BR</i>	0.50	770.260	385.130	<i>Ton-m</i>
		M_{xx}	8,134.894 Ton-m	
		M_{yy}	10,655.925 Ton-m	

<i>EQ</i> <i>xx</i>	1.00	V_{corte} 383.177	383.177	Ton
<i>EQ</i> <i>yy</i>	1.00	526.869	526.869	Ton
<i>BR</i>	0.50	16.565	8.282	Ton
		V_{xx}	391.460 Ton	
		V_{yy}	526.869 Ton	

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

DIAGRAMA DE INTERACCION

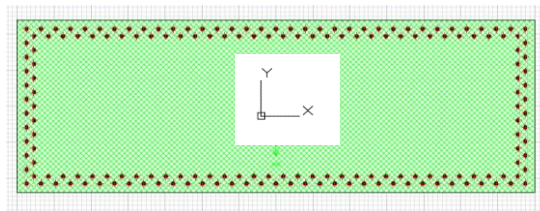
REFUERZO EN PILAR **2 capas de acero $\phi 1'' @ 0.10$**

Largo (m)

5.00

A (m)

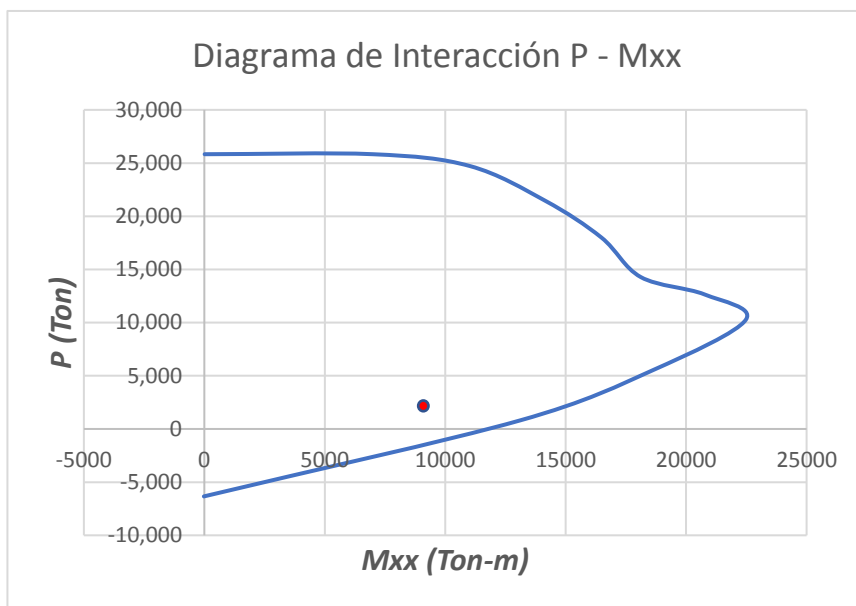
3.60



SENTIDO LONGITUDINAL

Pu = 2,394.86 Ton

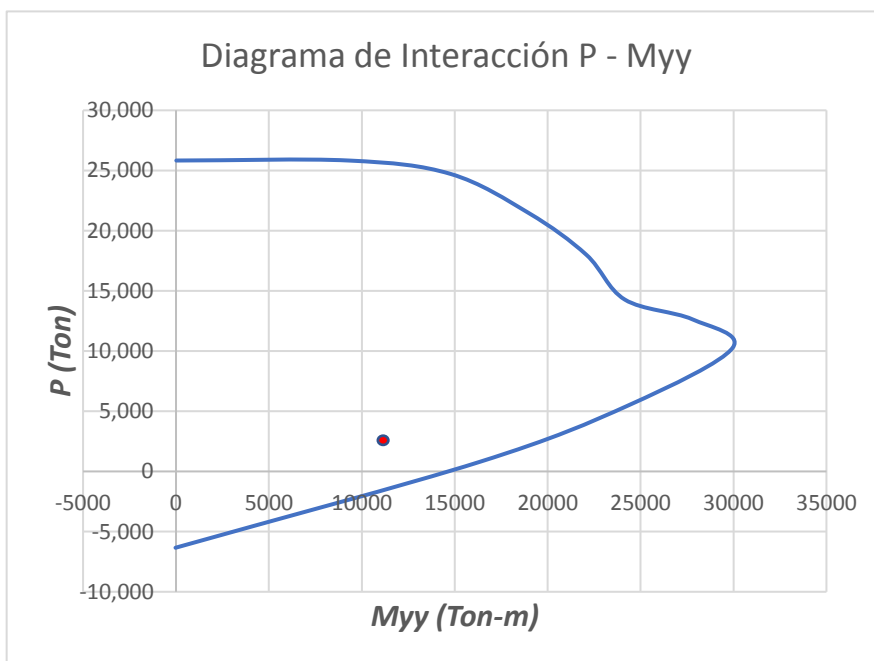
Mu xx = 8,134.89 Ton-m



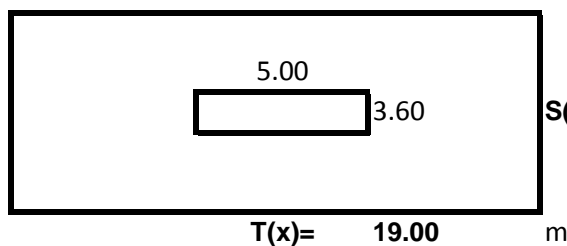
SENTIDO TRANSVERSAL

Pu = 2,394.86 Ton

Mu yy = 10,655.93 Ton-m



DISEÑO DE LA CIMENTACION



$H_{zap} = 3.00$ m

$S(y) = 17.60$ m

DATOS

$\sigma_{adm} = 20.00$ Ton/m²

$\sigma_{sismo - EQ} = 26.00$ Ton/m²

CARGAS EN SERVICIO (SIN SISMO)

$P_{serv} = 2455.068$ Ton

$M_{serv} = 770.260$ Ton-m

VERIFICACION EN SERVICIO (SIN SISMO)

$\sigma(x) = 15.27$ Ton/m² < 20.00 OK

$\sigma(x) = 13.81$ Ton/m³ < 20.00 OK

CARGAS EN SERVICIO (CON SISMO)

$P_{serv - EQ} = 2455.068$ Ton

$M_{serv - EQ} = 10655.925$ Ton-m

VERIFICACION EN SERVICIO (CON SISMO)

$\sigma(x) = 24.60$ Ton/m² < 26.00 OK

$\sigma(x) = 4.48$ Ton/m³ < 26.00 OK

Considerando una distribucion uniforme de presiones:

DISEÑO POR FLEXION

$L_v = 7.00$ m

$M_u = 602.81$ t-m

$b = 1$ m

$H = 3.00$

$f'_c = 280$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

$\phi = 0.9$

Usar ϕ 1 3/8 @ 0.15 m

DISEÑO POR CORTE

$V_u = 98.42$ t

