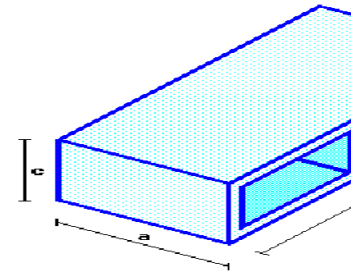


USO	
PESO ESPEC HORM	2.4
PESO ESPEC HORM ENLUCIDO	2.2

	cm	m
espesor asumido de losa	20	0.2
dimensiones de bloque:	cm	m
a	20	0.2
b	40	0.4
c	15	0.15
peso del bloque=	10	kg
numero de bloque por 1 m2=	8	
espesor de recubrimiento	0.025	m
espesor enlucido y macillado	0.04	m
peso hormigon enlucido	2.2	T/m3
peso especifico hormigon	2.4	T/m3
LADO LARGO	1	m
LADO CORTO	1	m

Dimension
a (cm)
20
20
20
20



ANALISIS DE 1 M2 DE LOSA

Cargas			
Peso propio	Peso hormigón	0.104	0.184
	Peso del bloque	0.08	
Enlucido y macillado			0.088
Recubrimiento de piso			0.055
Mampostería		0.15	0.15
	carga muerta Wd=		0.477 T/m2
	carga viva Wl=		0.25 T/m2

0.293

PREDISEÑO DE VIGAS

DESCRIPCION	RESULTADO	UNIDAD	VALORES
DATOS GENERALES:			
Resistencia del Horm.	$f'_c =$	[kg/cm ²]	210.00
Lim. fluencia del hierro	$f_y =$	[kg/cm ²]	4200.00
altura de viga "h"	h=	(cm)	45.00
Ancho de viga "b" o "bw"	b =	[cm]	25.00
Longitud de viga "L"	L=	m	4.50
phi	phi flexion		0.90
Factor B1; pb	$\beta_1 =$	n/n	0.85
recubrimiento "r"	r=	(cm)	5.00
Peralte efectivo "d"	d =	[cm]	40.00
cuantia minima	pmin=	n/n	#####
cuantia balanceada	pb=	n/n	#####
cuantia por deflexion	pdfl=	n/n	#####
Cortante de diseño "V _u "	Vu	Ton	16.50

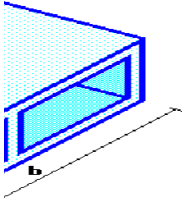
$$d = \sqrt{\frac{M}{\phi * \rho * f_y * (1 - \phi)}}$$

<i>carga de diseño</i>	w	ton/m	4.00
<i>Momento de diseño "M_u"</i>	M_u =	[Ton-m]	8.10
Factor max, (no cambiar)	Fmax=		0.50 #####

4.5

bw (cm)	d (cm)	h (cm)
25	#REF!	#REF!
30	#REF!	#REF!
35	#REF!	#REF!
40	#REF!	#REF!
45	#REF!	#REF!
50	#REF!	#REF!
55	#REF!	#REF!
60	#REF!	#REF!
70	#REF!	#REF!

Dimensiones del bloque		Peso unitario	Espesor
b (cm)	c (cm)	kg	cm
40	10	8	15
40	15	10	20
40	20	12	25
40	25	14	30



0.348
0.129

$$\frac{l_u}{1.59 * \rho * \left(\frac{f_y}{f'c}\right) * b_w}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{max} = 0.5 * \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$w_u = f * (w_D + w_L)$$

$$M_u = \frac{w_u * L^2}{10}$$

ECUACIONES PARA TRAPECIOS

$$W'd = (Wd * s / 3) * ((3 - 2m^2) / 2)$$

$$W'l = (Wl * s / 3) * ((3 - 2m^2) / 2)$$

$$m = s / L$$

s = longitud corta del panel

L = longitud larga del panel

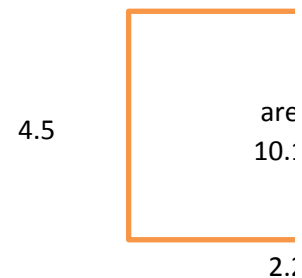
ECUACIONES PARA TRIANGULOS

$$W'd=(Wd*s/3)$$

$$W'l=(Wl*s/3)$$

hadop (cm)	area (cm2)	h/bw
75	1875	3.00
70	2100	2.33
65	2275	1.86
60	2400	1.50
60	2700	1.33
#REF!	#REF!	#REF!
55	3025	1.00
50	3000	0.83
50	3500	0.71

fp=columna central=	1.3	
fp=columna lateral=	2	
fp=columna esquinera=	2.5	
rho min=	0.01	
rho max=	0.08	
Ac min=	900	cm2
L1=	4.5	m
B1=	4.5	m
L2=	4.5	m
B2=	2.25	m
AREA 1=	20.25	m2
AREA 2=	10.125	m2
wd=	0.477	
wl=	0.25	
f'c=	0	kg/cm2
fy=	0	kg/cm2



$$A_g = \frac{f_p * P}{0,21 * f'c + 0,34 * \rho * fy}$$

m= 0
peso horm= 2.4

PREDISEÑO COLUMNAS B-2 Y C-3 (COLUMNAS CENTRALES)

m= 0 14.72175
A1= 20.25 2.4
fp= 1.3 3.2

quinto piso	P=	14721.75			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	30	0.3	900
	t=	#DIV/0!	30	0.3	

cuarto piso	P=	30134.7			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	30	0.3	900
	t=	#DIV/0!	30	0.3	

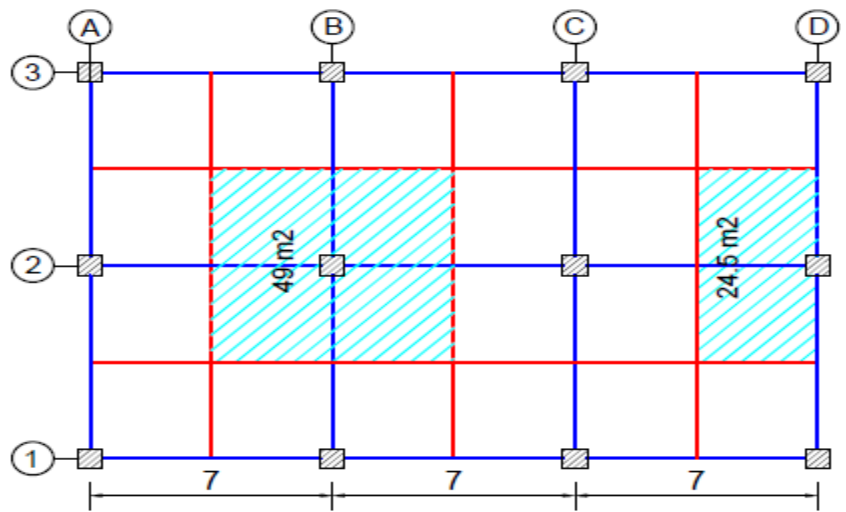
tercer piso	P=	45547.65			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	35	0.35	1225
	t=	#DIV/0!	35	0.35	

SEGUNDO PISO	P=	61210.2			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	45	0.45	1800
	t=	#DIV/0!	40	0.4	

primer piso	P=	77314.35			
-------------	----	----------	--	--	--

Ag=	#DIV/0!			
b=	#DIV/0!	50	0.5	2250
t=	#DIV/0!	45	0.45	

Piso	
	Exter
	b
1	50
2	40
3	35
4	30
5	30



PREDISEÑO COLUMNAS A-2,D-2,B-3,C-3,B-1,C-1. (COLUMNAS LATERALES)

m= 0 7.361
 A2= 10.125 2.4
 fp= 2 3.2

5º piso	P=	7361			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	30	0.3	900
	t=	#DIV/0!	30	0.3	
4º piso	P=	15413.2			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	30	0.3	900
	t=	#DIV/0!	30	0.3	
3º piso	P=	23465.4			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	35	0.35	1050
	t=	#DIV/0!	30	0.3	
2º piso	P=	31632.8			
	Ag=	#DIV/0!			
	b=	#DIV/0!	40	0.4	1400
	t=	#DIV/0!	35	0.35	
1º piso	P=	40069			

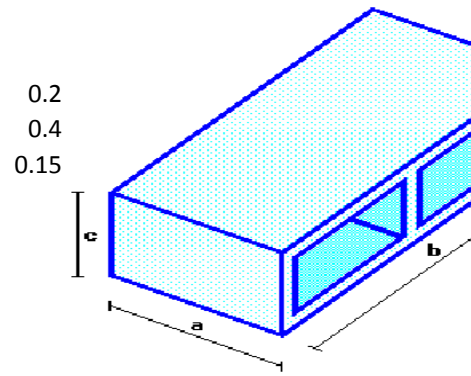
Ag=	#DIV/0!			
b=	#DIV/0!	50	0.5	1750
t=	#DIV/0!	35	0.35	

Columnas		
iores	Centrales	
t	b	t
35	50	45
35	45	40
30	35	35
30	30	30
30	30	30



prediseño columnas esquineras (A-2,A-3,C-2 Y C-3)

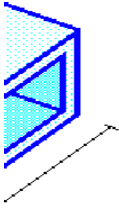
espesor asumido de losa	20	0.2
dimensiones de bloque:	cm.	m.
a	20	0.2
b	40	0.4
c	15	0.15
peso del bloque=	10	
numero de bloque por m2=	8	
para 1 metro cuadrado de losa		
L=	1	
B=	1	
VOLUMEN DE LOSA=	0.2	m3
volumen de bloque=	0.096	m3
volumen del hormigon=	0.104	
peso del hormigon=	0.25	ton/m2
peso del bloque=	0.08	ton/m2
Peso propio de losa=	0.33	ton/m2
enlucido y macillado=	0.088	ton/m2
recubrimiento de piso=	0.044	ton/m2
mamposteria=	0.15	ton/m2
carga permanente=wd=	0.612	ton/m2
carga viva=wl=	0.5	ton/m2
carga de diseño=wu=1.4wd+1.7wl	1.707	ton/m2



$$h_{min} = \frac{l_n}{-}$$

0.282

Cargas
Peso propio losa
Enlucido y ma
Recubrimiento
Mampostería
Carga perman = W_D
Carga viva= = W_L
Peso equivalente=0



Dimensiones del bloque			Peso unitario
a (cm)	b (cm)	c (cm)	kg
20	40	10	8
20	40	15	10
20	40	20	12
20	40	25	14

15
20
25
30

0.145

peso especifico del hormigon= 2.4 ton/m3
 peso hormigon para enlucido= 2.2 ton/m3
 espesor de enlucido y macillado= 0.04 m
 espesor de recubrimiento de piso= 0.02 m
 longitud vano= 4.5 m
 fy= 4200 kg/cm2

$$\frac{1.405 * (800 + 0.0712 * f_y)}{36000}$$

0.137

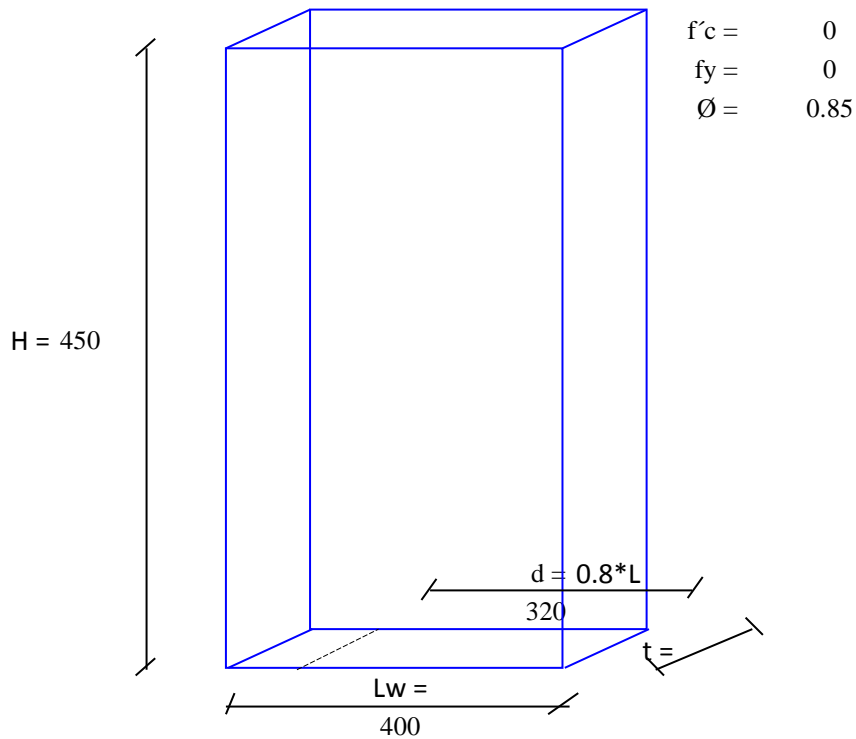
13.7 cm

Peso hormigón	0.25	0.33	
Peso del bloque	0.08		
macillado	0.088		T/m^2
o de piso	0.044		T/m^2
	0.15		T/m^2
ente=	0.612		T/m^2
	0.5		T/m^2
de losa	0.348		T/m^2

0.264

USO U OCUPACION		CARGA UNIFORME(1)	CARGA CONCENTRADA
CATEGORIA	DESCRIPCION		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
Auditorios y galerías	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida publica (5)		500	0
Garajes	Almacenamiento general y/o reparación	500	-3
	Almacenaje particular	250	-3
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	Pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7)			
Plataformas de revisión		500	0
Grandes tribunas y graderíos			
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso publico	1200	-3
Bodegas	Livianas	600	
	Pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

DISEÑO DE DIAFRAGMAS VERTIC



ESFUERZOS MÁXIMOS DEL MURO DE CORTE QUE

CARGA AXIAL			CORTANTE		
PD	PL	PS	VD	VL	VS
Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn
6.40	6.40	0.00	1.04	0.74	0.00

Existen dos condiciones para la determinación de las cargas últimas

1 Condición: Solo actúan las cargas Muertas(D) y Vivas(L)

$$P_u = 1.4P_D + 1.7 \cdot P_L$$

$$P_u = 19.84 \quad \text{Tn}$$

$$P_u = 19840.00 \quad \text{Kg}$$

$$V_u = 1.4V_D + 1.7 \cdot V_L$$

$$V_u = 2.71 \quad \text{Tn}$$

$$V_u = 2714.00 \quad \text{Kg}$$

2 Condición: Actúan las cargas Muertas(D) y Vivas(L) y el Sismo(S)

$$P_u = 0.75 \cdot (1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L + 1.87 \cdot P_S)$$

$$P_u = 14.88 \quad \text{Tn}$$

$$P_u = 14880.00 \quad \text{Kg}$$

$$V_u = 0.75 \cdot (1.4 \cdot V_D + 1.7 \cdot V_L + 1.87 \cdot V_S)$$

$$V_u = 2.04 \quad \text{Tn}$$

$$V_u = 2035.50 \quad \text{Kg}$$

Escoja la opción **1**

ESFUERZOS DE DISEÑO

$$Pu = 14880.00 \text{ Kg}$$

$$Vu = 2035.50 \text{ Kg}$$

CONDICIÓN PRINCIPAL

La falla por compresión o tensión diagonal se evita si se limita las tensiones por y se coloca refuerzo horizontal para evitar la falla por aplastamiento por lo que:

$$Vu \leq 2.65 \cdot \phi \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot t \cdot d$$

$$Vu = 2035.50 \text{ Kg} > V_{\max} =$$

$V_{\max} > \phi \cdot V_n$ No continúe Incremente la sección d

Verificación si se requiere cabezales

$$Ag = t \cdot Lw$$

$$Ag = \text{cm} \cdot 400 \text{cm}$$

$$Ag = 0 \text{ cm}^2$$

$$I = t \cdot Lw^3 / 12$$

$$I = \text{cm} \cdot 400 \text{cm}^3 / 12$$

$$I = 0.0 \text{ cm}^4$$

$$f = Pu / A + Mu \cdot Lw / (2 \cdot I)$$

$$f = 14880 \text{kg} / 0 \text{cm}^2 + 832425 \text{kg} \cdot \text{cm} \cdot 400 \text{cm} / (2 \cdot 0 \text{cm}^4)$$

$$f = \text{\#DIV/0!} \text{ kg/cm}^2$$

Condición

$$f = \text{\#DIV/0!} \text{ #DIV/0!} \cdot 0.2f'c = \text{\#DIV/0!}$$

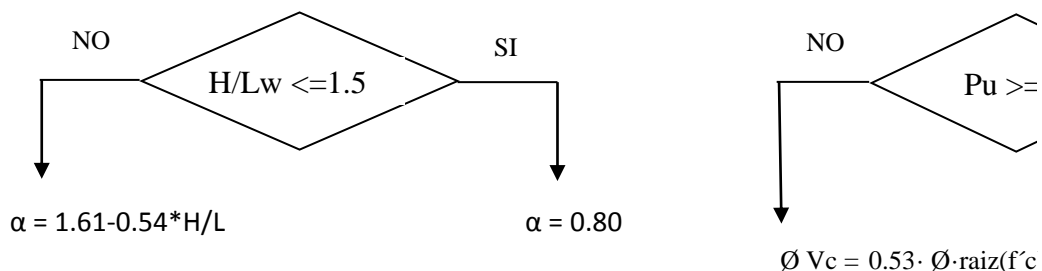
Condición

Si $H / Lw \geq 2 \Rightarrow 450 \text{cm} / 400 \text{cm} = 1.13 < 2$

Diseño como MURO CORTO ver columna de la

Diseño a Cortante

Muro corto



$$\alpha = 1.61 - 0.54 \cdot 450 \text{cm} / 400 \text{cm}$$

$$\alpha = 1.0025$$

$$\phi V_c = \alpha \cdot \phi \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot d \cdot t$$

$$\phi V_c = 1,0025 \cdot 0,85 \cdot \text{Raiz}(0 \text{kg/cm}^2) \cdot 320 \text{cm} \cdot \text{cm}$$

$$\phi V_c \text{ (kg)} = 0.00$$

$$\phi V_c =$$

$$\phi V_c \text{ (kg)} =$$

$$\phi V_c \text{ (kg)} = 0.00 \text{ kg}$$

Condición SI

$$\phi V_c < \phi \cdot (0.88 \cdot \text{raiz}(f'c) + P_u / (4 \cdot L_w \cdot t)) \cdot d \cdot t$$

$$\phi V_c = 0.00 \quad \#DIV/0!$$

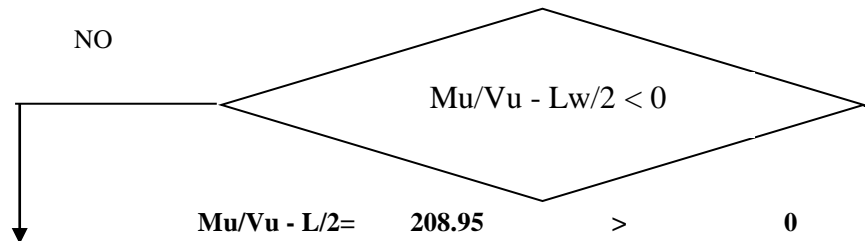
$$\phi \cdot (0.88 \cdot \text{raiz}(f'c) + P_u / (4 \cdot L_w \cdot t)) \cdot d \cdot t =$$

$$0,85 \cdot (0.88 \cdot \text{RAIZ}(0 \text{kg/cm}^2) + 14880 \text{kg} / (4 \cdot 400$$

Entonces

$$\phi V_c = \#DIV/0! \text{ kg}$$

Condición



$$\phi V_c^* = \phi \cdot \left[0.16 \cdot \sqrt{f'c} + \frac{L_w \left(0.33 \cdot \sqrt{f'c} + \frac{P_u}{5 \cdot L_w \cdot H} \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{L_w}{2}} \right]$$

$$\phi V_c^* = 0.85 \cdot [0.16 \cdot \text{RAIZ}(0 \text{kg/cm}^2) + 400 \text{cm} \cdot (0.33 \cdot \text{RAIZ}(0 \text{kg/cm}^2) + 14880 \text{kg} / (5 \cdot 400 \text{cm} \cdot 450 \text{cm}))] / (832 \cdot$$

$$\phi V_c^* \text{ (kg)} = 0.03$$

Condición Si (208,95 >= 0) Se comprueba lo siguiente

$$\phi \cdot V_c < \phi \cdot V_c^*$$

$$\#DIV/0! \quad \#DIV/0! \quad 0.03$$

Entonces

$$\phi \cdot V_c \text{ (kg)} = \#DIV/0!$$

$$\phi \cdot V_c = \#DIV/0! \text{ kg}$$

Verificación si se requiere refuerzo en dos capas

Existen dos condiciones para determinar el refuerzo en dos capas

La fuerza factorada en el muro excede

1era condición

$$V_u > 0.53 \text{raiz}(f'c) \cdot A_{cv}$$

$$V_u = 2035.50 > \frac{0.53 \cdot \text{RAIZ}(0 \text{kg/cm}^2) \cdot \text{cm} \cdot 400 \text{cm}}{0.00} \quad t =$$

Se requiere refuerzo en dos capas en el muro de c

Refuerzo Horizontal en pantalla

$$\rho_h = (V_u - \phi V_c) / (\phi \cdot f_y \cdot d \cdot t)$$
$$\rho_h = \text{\#DIV/0!}$$
$$\rho_h = \text{\#DIV/0!}$$
$$\rho_{(\min)} = 0.0025$$
$$\rho_{h_{\text{adop}}} = \text{\#DIV/0!}$$
$$t = 0.00 \text{ cm}$$
$$H = 450.00 \text{ cm}$$
$$\text{rec} = 7.0 \text{ cm}$$
$$\text{Ash} = \rho \cdot t \cdot H$$
$$\text{Ash} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}^2$$
$$\text{Ash} / 2 \text{ (dos capas)} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}^2$$
$$\phi \text{ var adop} = 12 \text{ mm}$$
$$A \text{ var adop} = 1.13 \text{ cm}^2$$
$$\# \text{ var.} = \text{\#DIV/0!} \text{ varillas}$$
$$A \text{ var real} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}^2$$

Espaciamiento horizontal

$$\text{Sh} = 2 \cdot \phi v / (\rho_h \cdot t)$$
$$\text{Sh} = \text{\#DIV/0!}$$
$$\text{Sh} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}$$
$$\text{Sh} = 2 \cdot L_w / 5$$
$$\text{Sh} = 400 \text{ cm} / 5$$
$$\text{Sh} = 80 \text{ cm}$$
$$\text{Sh} = 3 \cdot t$$
$$\text{Sh} = 3 \cdot \text{cm}$$
$$\text{Sh} = 0 \text{ cm}$$
$$\text{Sh} = 35 \text{ cm}$$
$$\text{Sh} = 35 \text{ cm}$$
$$\text{Sh adop} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}$$

usar: **\#DIV/0!**

Refuerzo Vertical en pantalla

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - H / L_w) \cdot (\rho_h - 0.0025)$$
$$\rho_v = \text{\#DIV/0!}$$
$$\rho_v = \text{\#DIV/0!}$$
$$\rho_{v_{\text{min}}} = 0.0025$$
$$\rho_{v_{\text{adop}}} = \text{\#DIV/0!}$$
$$t = 0.00 \text{ cm}$$
$$d = 320.00 \text{ cm}$$
$$r = 7.00 \text{ cm}$$
$$\text{Asv} = \rho_v \cdot t \cdot d$$
$$\text{Asv} = \text{\#DIV/0!}$$
$$\text{Asv} / 2 \text{ (dos capas)} = \text{\#DIV/0!} \text{ cm}$$
$$\phi \text{ var adop} = 12 \text{ mm}$$
$$A \text{ var adop} = 1.13 \text{ cm}^2$$
$$\# \text{ var.} = \text{\#DIV/0!} \text{ varillas}$$

$$A_{var\ real} = \#DIV/0! \text{ cm}^2$$

Espaciamiento vertical

$$S_v = 2 \cdot \phi_v / (\rho_v \cdot t)$$

$$S_v = \#DIV/0!$$

$$S_v = \#DIV/0! \text{ cm}$$

$$S_v = 3 \cdot t$$

$$S_v = 0 \text{ cm}$$

$$S_v = L_w / 5$$

$$S_v = 400 \text{ cm} / 5$$

$$S_v = 80 \text{ cm}$$

$$S_v = 35 \text{ cm}$$

$$S_v = 35 \text{ cm}$$

$$S_v =$$

$$S_v =$$

$$S_v \text{ adop} = \#DIV/0! \text{ cm}$$

usar: #DIV/0!

Diseño de los elementos de borde considerando como

#DIV/0!

$$P_u \text{ max} = 376000 \text{ kg}$$

$$\phi_{\text{columna}} = 0.70$$

$$P_u \text{ max} = 0.8 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

Despejando A_{st} queda

$$A_{st} = (0.8 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_g - P) / (0.80 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c - 0.80 \cdot \phi \cdot f_y)$$

$$A_{st} = (0.8 \cdot 0.7 \cdot 0.85 \cdot 0 \text{ kg/cm}^2 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} - 376000 \text{ kg}) / (0.8 \cdot 0.7 \cdot 0.85 \cdot 0 \text{ kg/cm}^2 - 0.8 \cdot 0.7 \cdot 0 \text{ kg/cm}^2)$$

$$A_{st} = \#DIV/0! \text{ cm}^2$$

$$\rho_c = A_s / (b \cdot h)$$

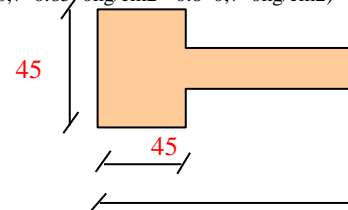
$$\rho_c = \#DIV/0!$$

$$\rho_c = \#DIV/0!$$

$$\rho_{\min} = 1.00\%$$

$$\rho_{\max} = 6.00\%$$

$$\rho_{c \text{ adop}} = \#DIV/0!$$



VALES

kg/cm²

kg/cm²

REPORTA ETABS

MOMENTO		
MD	ML	MS
Tn·mt	Tn·mt	Tn·mt
1.65	1.65	3.20

$$M_u = 1.4M_D + 1.7 \cdot M_L$$

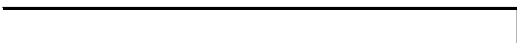
$$M_u = 5.12 \quad Tn \cdot mt$$

$$M_u = 511500.00 \quad Kg \cdot cm$$

$$M_u = 0.75 \cdot (1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L + 1.87 \cdot M_S)$$

$$M_u = 8.32 \quad Tn \cdot mt$$

$$M_u = 832425.00 \quad Kg \cdot cm$$



$$\underline{\underline{Mu = 832425.00 \text{ Kg*cm}}}$$

cortante

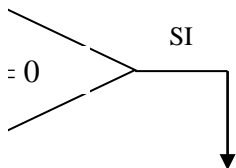
$$0.0 \text{ Kg}$$

el muro de corte

0

izquierda

Muro Esbelto

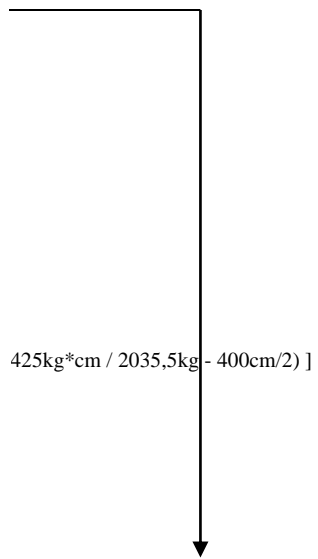


$$\phi V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \text{raiz}(f'c) \cdot d \cdot t$$
$$\cdot (1 + 0.0285 \cdot Pu/Ag) \cdot d \cdot t$$

Diseño como Muro Corto
Diseño como Muro Corto

#DIV/0!
)cm*cm))*320cm*cm

SI



$\emptyset \cdot V_c$ (kg)= Cálculo izquierdo es el correcto

2da condición

$t \geq 15\text{cm}$

0 < 15

orte

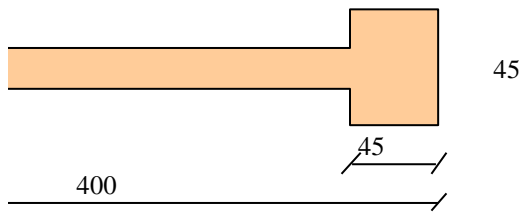
#DIV/0!

#DIV/0! cm

#DIV/0!

#DIV/0! cm

columna corta



Parámetro	Factor		Valor
Zona Sísmica	Z	IV	0.40
Importancia	I		1.15
Perfil de Suelo	S	S2	1.20
Respuesta Estructural	R		10.00
Irregularidad en Planta	Φ_p		1.00
Irregularidad en Elevación	Φ_e		1.00
	coeficiente C_m =		3.00
	Ct=	hormigon	0.08
	altura edificio total = H =		16.00

PERIODO:

$$T = C_t * H^{3/4}$$

0.64

1,3*T=

0.832 s

Coeficiente C

$$C = \frac{1.25 * S^s}{T} \leq C_m$$

2.431

2.431

$$V_0 = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_s * \Phi_p} * W$$

0.112 W

1,3*V0=

89.98

116.9779

Piso
1
2
3
4
5

Story	Load
STORY5	MUERTA
STORY5	MUERTA
STORY4	MUERTA
STORY4	MUERTA
STORY3	MUERTA
STORY3	MUERTA
STORY2	MUERTA
STORY2	MUERTA
STORY1	MUERTA
STORY1	MUERTA

Perfil del suelo	T* (s)	T+ (s)	Cm	S
S1	0.50	2.50	2.50	1.00
S2	0.52	3.11	3.00	1.20
S3	0.82	4.59	2.80	1.50
S4	2.00	10.00	2.50	2.00

ZONA	valor
I	0.15
II	0.30
III	0.35
IV	0.40

condicion	valor
hormigon	0.08
acero	0.09
otros	0.06

CM(Ton/m2)	1,2*CM	AREA(m2)	PESO(Ton)
0.612	0.7344	162	118.9728
0.612	0.7344	162	118.9728
0.612	0.7344	162	118.9728
0.612	0.7344	162	118.9728
0.612	0.7344	162	118.9728

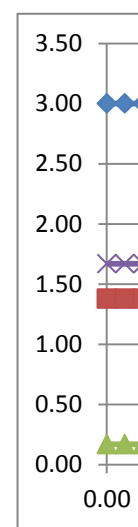
594.864

Loc	P
Top	112.85
Bottom	136.2
Top	267.52
Bottom	290.87
Top	432.89
Bottom	461.72
Top	603.74
Bottom	632.57
Top	774.59
Bottom	803.42

Parámetro	Factor		Valor
Zona Sísmica	Z	IV	0.4
Importancia	I		1.15
Perfil de Suelo	S	S2	1.2
Respuesta Estructu	R		10
Irregularidad en Pl	Φ_p		0.9
Irregularidad en El	Φ_e		0.9
	Cm=		3
	T*		0.52
	T+		3.11
	T=		0.64
	(g)Gravedad=		9.8

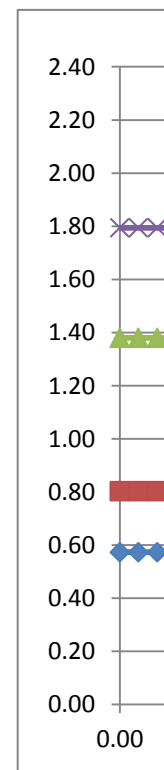
Perfil del suelo
S1
S2
S3
S4

T	Cm	ESP. ELAST.	ESPEC. INELAS	ESPEC. INEL.(g)
0.00	3.00	1.38	0.17	1.67
0.10	3.00	1.38	0.17	1.67
0.20	3.00	1.38	0.17	1.67
0.30	3.00	1.38	0.17	1.67
0.40	3.00	1.38	0.17	1.67
0.50	3.00	1.38	0.17	1.67
0.52	3.00	1.38	0.17	1.67
0.60	2.59	1.19	0.15	1.44
0.64	2.43	1.12	0.14	1.35
0.70	2.22	1.02	0.13	1.24
0.80	1.94	0.89	0.11	1.08
0.90	1.73	0.80	0.10	0.96
1.00	1.56	0.72	0.09	0.87
1.10	1.41	0.65	0.08	0.79
1.20	1.30	0.60	0.07	0.72
1.30	1.20	0.55	0.07	0.67
1.40	1.11	0.51	0.06	0.62
1.50	1.04	0.48	0.06	0.58
1.60	0.97	0.45	0.06	0.54
1.70	0.92	0.42	0.05	0.51
1.80	0.86	0.40	0.05	0.48
1.90	0.82	0.38	0.05	0.46
2.00	0.78	0.36	0.04	0.43
2.10	0.74	0.34	0.04	0.41
2.20	0.71	0.33	0.04	0.39
2.30	0.68	0.31	0.04	0.38
2.40	0.65	0.30	0.04	0.36
2.50	0.62	0.29	0.04	0.35
2.60	0.60	0.28	0.03	0.33
2.70	0.58	0.27	0.03	0.32
2.80	0.56	0.26	0.03	0.31



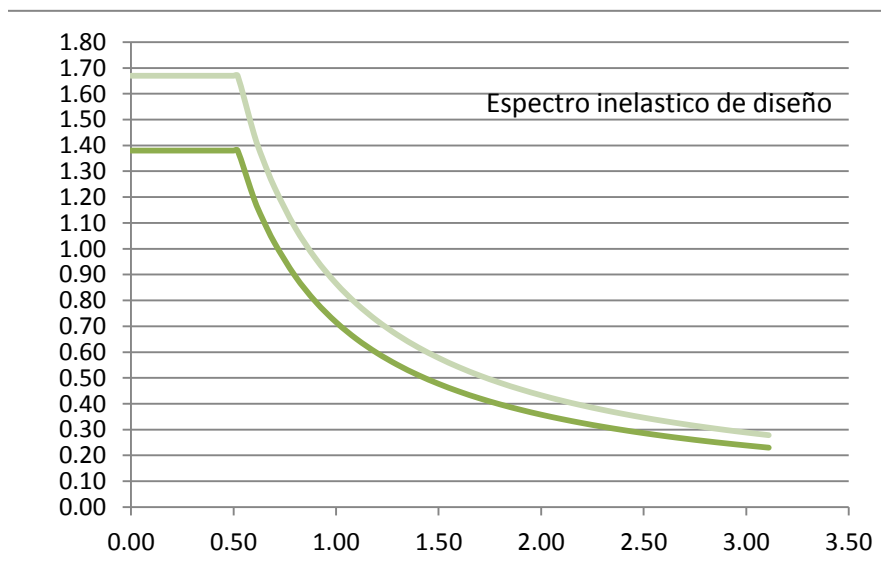
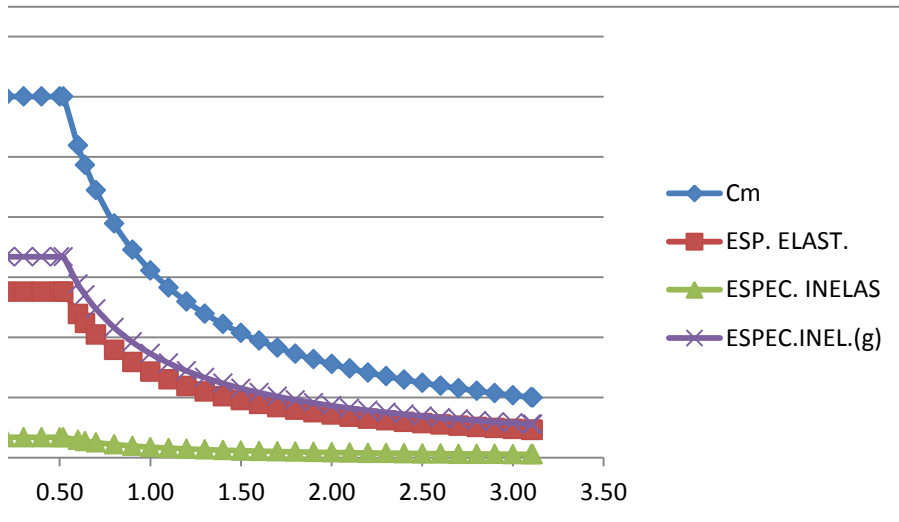
2.90	0.54	0.25	0.03	0.30
3.00	0.52	0.24	0.03	0.29
3.10	0.50	0.23	0.03	0.28
3.11	0.50	0.23	0.03	0.28

ESPECTRO DE DEMANDA				
T	FREC.	OCACIONAL	RARO	MUY RARO
0.00	0.57	0.80	1.38	1.79
0.10	0.57	0.80	1.38	1.79
0.20	0.57	0.80	1.38	1.79
0.30	0.57	0.80	1.38	1.79
0.40	0.57	0.80	1.38	1.79
0.50	0.57	0.80	1.38	1.79
0.52	0.57	0.80	1.38	1.79
0.60	0.50	0.69	1.19	1.55
0.64	0.46	0.65	1.12	1.45
0.70	0.42	0.59	1.02	1.33
0.80	0.37	0.52	0.89	1.16
0.90	0.33	0.46	0.80	1.03
1.00	0.30	0.42	0.72	0.93
1.10	0.27	0.38	0.65	0.85
1.20	0.25	0.35	0.60	0.78
1.30	0.23	0.32	0.55	0.72
1.40	0.21	0.30	0.51	0.66
1.50	0.20	0.28	0.48	0.62
1.60	0.19	0.26	0.45	0.58
1.70	0.17	0.24	0.42	0.55
1.80	0.17	0.23	0.40	0.52
1.90	0.16	0.22	0.38	0.49
2.00	0.15	0.21	0.36	0.47
2.10	0.14	0.20	0.34	0.44
2.20	0.14	0.19	0.33	0.42
2.30	0.13	0.18	0.31	0.40
2.40	0.12	0.17	0.30	0.39
2.50	0.12	0.17	0.29	0.37
2.60	0.11	0.16	0.28	0.36
2.70	0.11	0.15	0.27	0.34
2.80	0.11	0.15	0.26	0.33
2.90	0.10	0.14	0.25	0.32
3.00	0.10	0.14	0.24	0.31
3.10	0.10	0.13	0.23	0.30
3.11	0.10	0.13	0.23	0.30

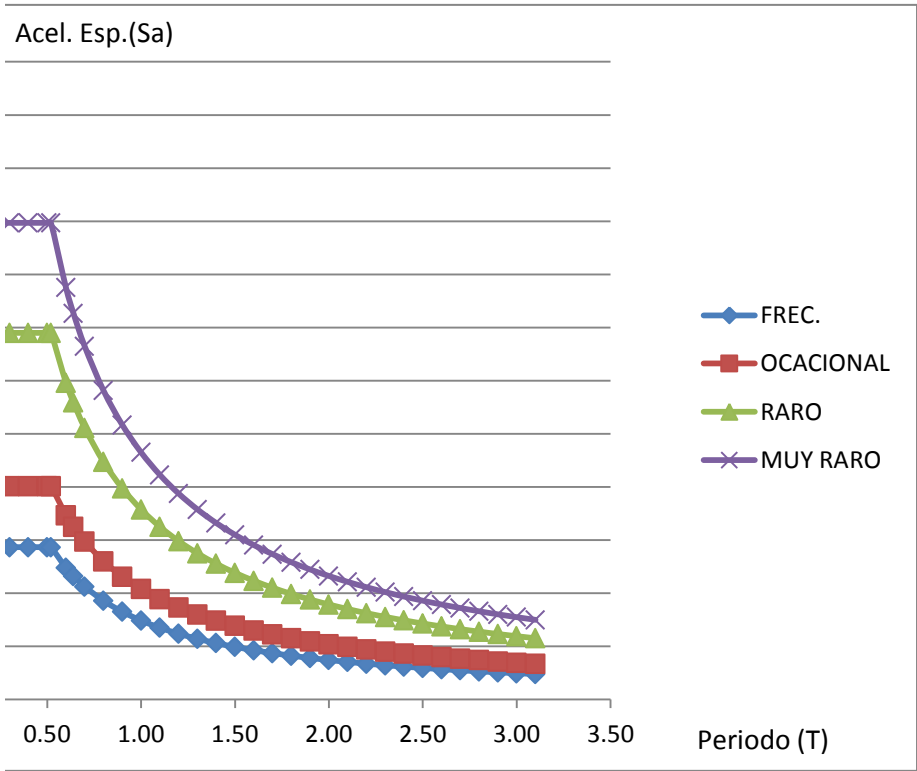


T* (s)	T+ (s)	Cm	S
0.50	2.50	2.50	1.00
0.52	3.11	3.00	1.20
0.82	4.59	2.80	1.50
2.00	10.00	2.50	2.00

ZONA	valor
I	0.15
II	0.30
III	0.35
IV	0.40



	SISMOS			
	FREC.	OCACIONAL	RARO	MUY RARO
Ca	0.229	0.321	0.552	0.718
Cv	0.298	0.418	0.718	0.933



0.64

DESCRIPCION	RESULTADO	UNIDAD	VALORES	COMENTARIOS
DATOS GENERALES:				
Resistencia del Horm.	$f'_c =$	[kg/cm ²]	210.00	En vigas "T", Asmin se ca
Lim. fluencia del hierro	$f_y =$	[kg/cm ²]	4200.00	
altura de viga "h"	h=	(cm)	45.00	
Ancho de viga "b" o "bw"	b =	[cm]	25.00	
Longitud de viga "L"	L=	m	4.50	
phi	phi flexion		0.90	
Factor B1; pb	$\beta_1 =$	n/n	0.85	
recubrimiento "r"	r=	(cm)	5.00	
Peralte efectivo "d"	d =	[cm]	40.00	
cuantia minima	$\rho_{min} =$	n/n	0.003333	
cuantia balanceada	$\rho_b =$	n/n	0.021675	
cuantia por deflexion	$\rho_{df} =$	n/n	0.009000	
Cortante de diseño "V _u "	V _u	Ton	16.50	
carga de diseño	w	ton/m	4.00	
Momento de diseño "M _u "	M _u =	[Ton-m]	8.10	
Factor max, (no cambiar)	Fmax=		0.50	Este factor se aplica en p Para sismo, Fmax <= 0.5
			0.010838	

VIGA SIMPLE:

RESULTADOS:				Datos: f'c,fy,b,d,Mu, se c
As min	Calculado	[cm ²]	3.33	5.76
As tensión	Resultado	[cm ²]	9.00	
As calculado	As	[cm ²]	5.76	
rho calculado	ρ		0.00576	
Ru			22.50	
As max (sismo <0.5 As b)	Calculado	[cm ²]	10.84	
altura de bloque de compresion	Provisional=	a=	5.4250	
Para refuerzo As en [cm ²]=		, Mmax=	8.12	

VIGA DOBLEMENTE ARMADA:

Método por tanteos, para lo cual escoger p max (< 0

DATOS ADICIONALES:				Datos: f'c, fy, b, d se dar	
Escoger p max (<0.5, sismo)	p max=	[s/u]	0.0108	ok	
Peralte compresion "d'"	d'=	[cm]	5.00		
RESULTADOS:					
a			2.43	Pasado este valor es DOI	
M max, para F max	Calculado	[t-m]	17.65		
As min	Calculado	[cm ²]	8.00		
As tensión =	Resultado	[cm ²]	7.53		ok
A's compresión =	Resultado	[cm ²]	4.92		
As max (sismo <0.5 As b)	Calculado	[cm ²]	10.84		
f's; pb	Provisional	4,200.00	0.02		

VIGA "T":				
DATOS ADICIONALES:				
Ancho del patin "b _p "	b _p =	[cm]	150.00	Los datos de (f'c, fy, d) se en los datos generales
Ancho del alma "bw"	bw=	[cm]	40.00	
Espesor del patin "t"	t=	[cm]	15.00	
RESULTADOS:				
Mom. resistido por el patin	Calculado	[t-m]	189.77	!!DISENAR COMO VIGA R DE ANCHO bp !! ok
As min	Calculado	[cm ²]	8.00	
As	Resultado	[cm²]	37.07	
As max (sismo <0.5 As b)	Calculado	[cm ²]	60.56	
DISENO DE VIGAS POR CORTANTE CON O SIN TORSION:				
Calcular Vu y Vtu a "d" de la cara de la columna				
DATOS ADICIONALES:				
Fuerza Cortante	Vu=	[t]	21.07	Los datos (f'c, fy, d) se de > 0 Carga de compresion
Ancho de la viga "b" o "bw"= Otros datos si existen:	b o bw=	[cm]	40.00	
Carga axial (+ Compresión, - Te	Nu=	[t]	10.00	
Area de la sección	Ag=	[cm ²]	2,400.00	
Otros datos si existen:				
Momento Torsionante	Tu=	[t-m]	9.00	Debe ser la menor sumato - medido centro a centro - medido centro a centro
Sumat. rectangulos sección	Sum(x ² y)	[cm ³]	122125	
Dim. menor estribo cerrado	x1=	[cm]	33.60	
Dim. mayor estribo cerrado	y1=	[cm]	63.60	
CALCULOS:				
vc=0.53.sqr(f'c)...	Calculado	[kg/cm ²]	3.40	
Vu, esf. ultimo (viga rect.)=	Calculado	[kg/cm ²]	10.33	ok
vtc=0.63.sqr(f'c)...	Calculado	[kg/cm ²]	8.48	
Vtu, Esf. ult. de torsion=	Calculado	[kg/cm ²]	26.01	ok
(1+0.0285 Nu/Ag),vu/vtu,vtu/vu	Utilizado	1.03	0.40	2.52
Av/(2.S); At/S	Utilizado	0.0330	0.0619	
RESULTADOS:				
Con un espac. entre estr.de S[cr 12.00 , el diám.de estribo (2 ramas) DEBE SER 12.04 mm				
Espaciamiento máx Smax =	Calculado	[cm]	30.00	ok
Diámetro mínimo =	Calculado	[mm]	0.51	ok
A más del acero longitudinal por flexión, se debe AÑADIR acero longitudinal adicional por torsión distrib. en las caras laterales= 12.03 cm²				

lcula con bw y no con b			
ob			
944.49	4250.22	-8500.44	0

lan en Datos Generales

.5)
 i en datos generales

BL. ARMADA

edan

ECTANGULAR

an en los datos generales

7

oria

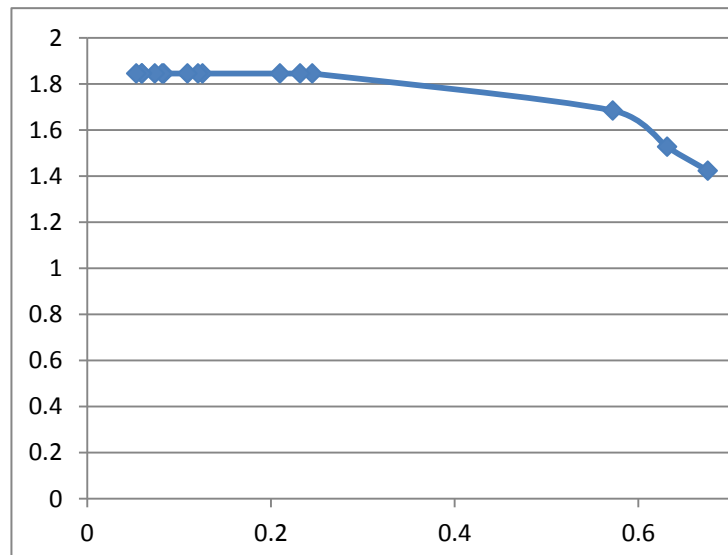
cortante sismo estatico en x

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	
STORY5	SISMOX	Top		0	-28.56	0	128.537
STORY5	SISMOX	Bottom		0	-28.56	0	128.537
STORY4	SISMOX	Top		0	-57.42	0	258.385
STORY4	SISMOX	Bottom		0	-57.42	0	258.385
STORY3	SISMOX	Top		0	-81.58	0	367.093
STORY3	SISMOX	Bottom		0	-81.58	0	367.093
STORY2	SISMOX	Top		0	-98.14	0	441.641
STORY2	SISMOX	Bottom		0	-98.14	0	441.641
STORY1	SISMOX	Top		0	-106.43	0	478.915
STORY1	SISMOX	Bottom		0	-106.43	0	478.915

cortante estatico en y

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	
STORY5	SPECX	Top		0	31.29	0	140.815
STORY5	SPECX	Bottom		0	31.29	0	140.815
STORY4	SPECX	Top		0	59.55	0	267.962
STORY4	SPECX	Bottom		0	59.55	0	267.962
STORY3	SPECX	Top		0	81.65	0	367.442
STORY3	SPECX	Bottom		0	81.65	0	367.442
STORY2	SPECX	Top		0	98.26	0	442.151
STORY2	SPECX	Bottom		0	98.26	0	442.151
STORY1	SPECX	Top		0	106.42	0	478.893
STORY1	SPECX	Bottom		0	106.42	0	478.893

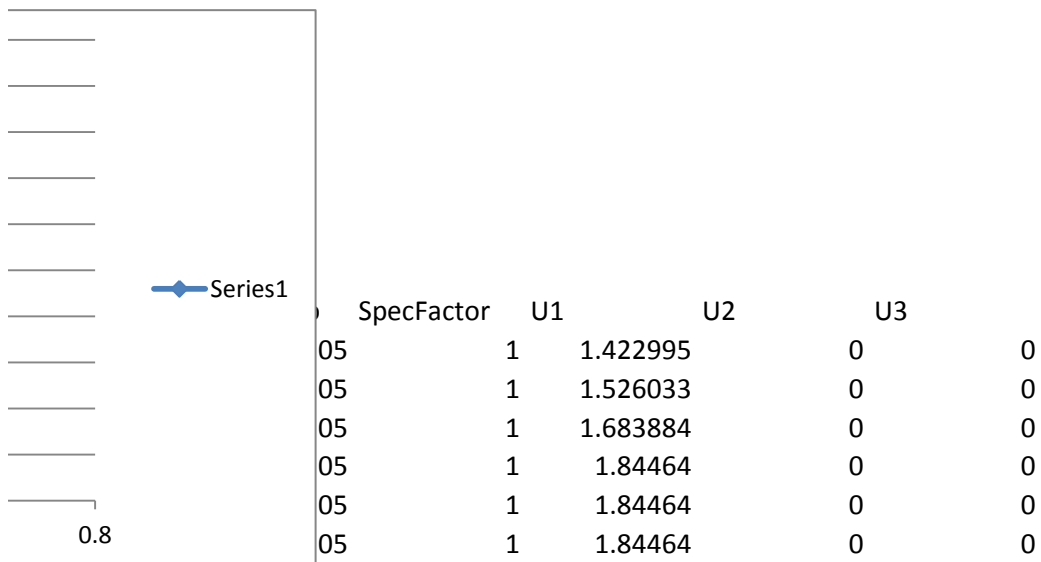
0.675636 1.422995
 0.631278 1.526033
 0.572289 1.683884
 0.244919 1.84464
 0.231954 1.84464
 0.209805 1.84464



0.125445	1.84464	SPECX	7
0.120797	1.84464	SPECX	8
0.109335	1.84464	SPECX	9
0.083319	1.84464	SPECX	10
0.081853	1.84464	SPECX	11
0.073633	1.84464	SPECX	12
0.059769	1.84464	SPECX	13
0.059404	1.84464	SPECX	14
0.053363	1.84464	SPECX	15
		SPECY	1
		SPECY	2
		SPECY	3
		SPECY	4
		SPECY	5
		SPECY	6
		SPECY	7
		SPECY	8
		SPECY	9
		SPECY	10
		SPECY	11
		SPECY	12
		SPECY	13
		SPECY	14
		SPECY	15

MX	MY
0	0
0	-91.404
0	-91.404
0	-275.144
0	-275.144
0	-536.188
0	-536.188
0	-850.244
0	-850.244
0	-1190.805

MX	MY
0	0
0	100.135
0	100.135
0	286.954
0	286.954
0	540.146
0	540.146
0	843.241
0	843.241
0	1172.525



0.125445	0.05	1	1.84464	0	0
0.120797	0.05	1	1.84464	0	0
0.109335	0.05	1	1.84464	0	0
0.083319	0.05	1	1.84464	0	0
0.081853	0.05	1	1.84464	0	0
0.073633	0.05	1	1.84464	0	0
0.059769	0.05	1	1.84464	0	0
0.059404	0.05	1	1.84464	0	0
0.053363	0.05	1	1.84464	0	0
0.675636	0.05	1	0	1.531198	0
0.631278	0.05	1	0	1.642071	0
0.572289	0.05	1	0	1.811925	0
0.244919	0.05	1	0	1.984905	0
0.231954	0.05	1	0	1.984905	0
0.209805	0.05	1	0	1.984905	0
0.125445	0.05	1	0	1.984905	0
0.120797	0.05	1	0	1.984905	0
0.109335	0.05	1	0	1.984905	0
0.083319	0.05	1	0	1.984905	0
0.081853	0.05	1	0	1.984905	0
0.073633	0.05	1	0	1.984905	0
0.059769	0.05	1	0	1.984905	0
0.059404	0.05	1	0	1.984905	0
0.053363	0.05	1	0	1.984905	0