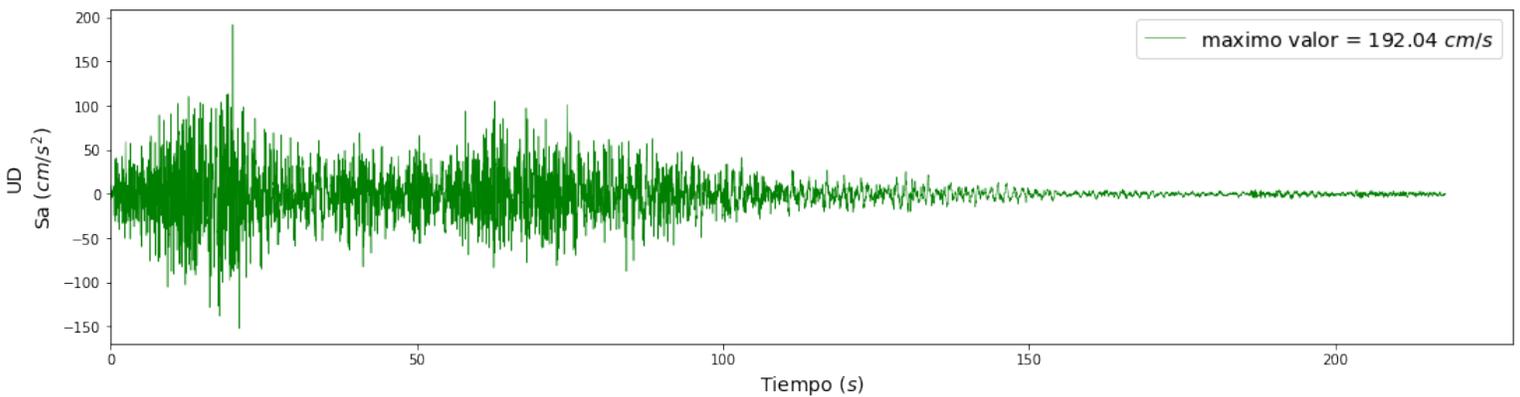
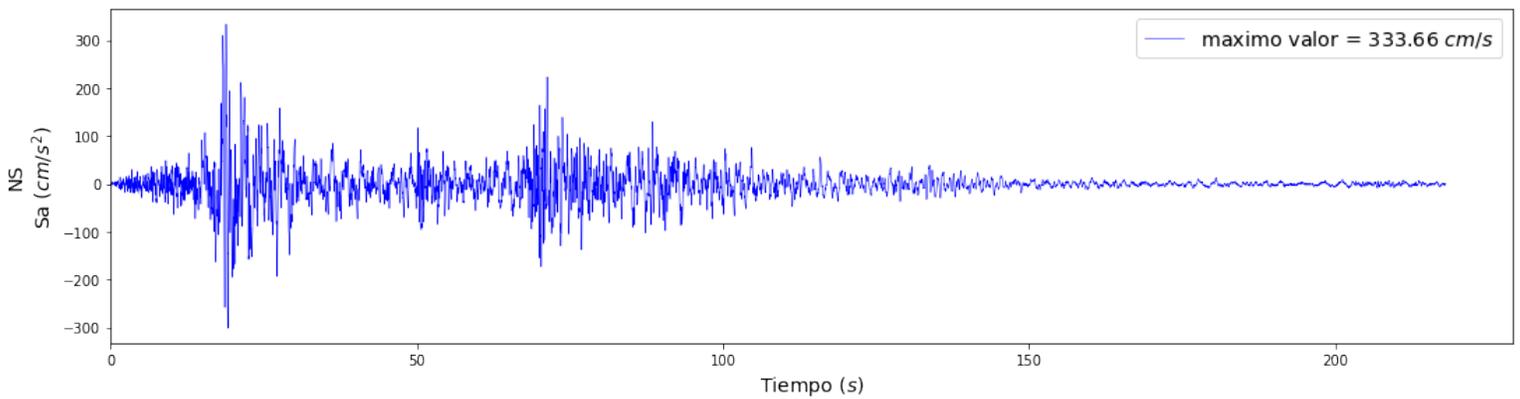
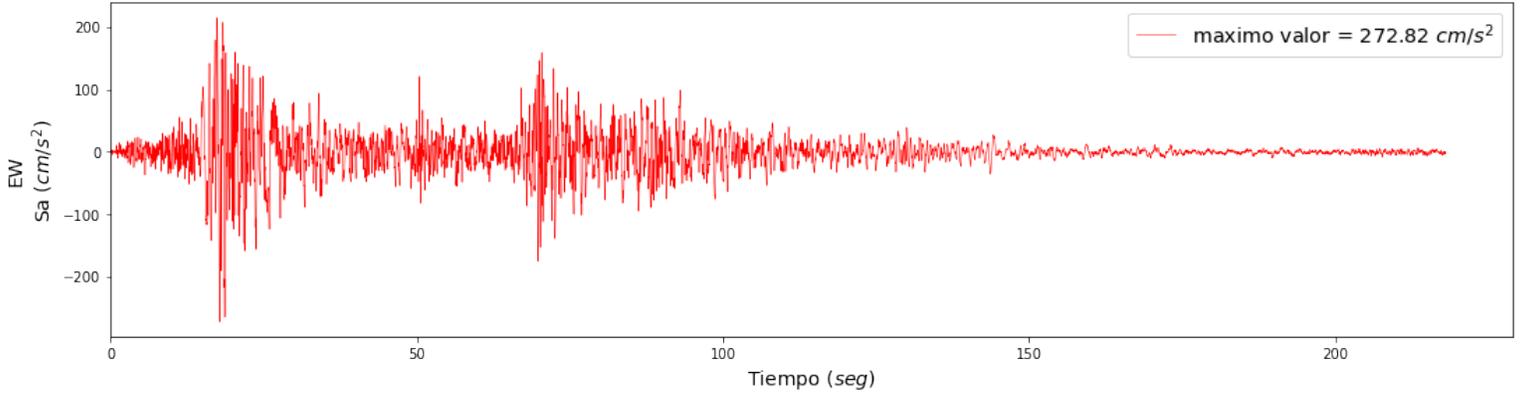


# REGISTROS ACELEROGRAFICOS PROCESAMIENTO DE SEÑALES Y ESPECTROS DE RESPUESTA

## Lectura de la Señal

**Sismo de Pisco 15 agosto 2007**  
**Estación Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica - UNICA (ICA002)**



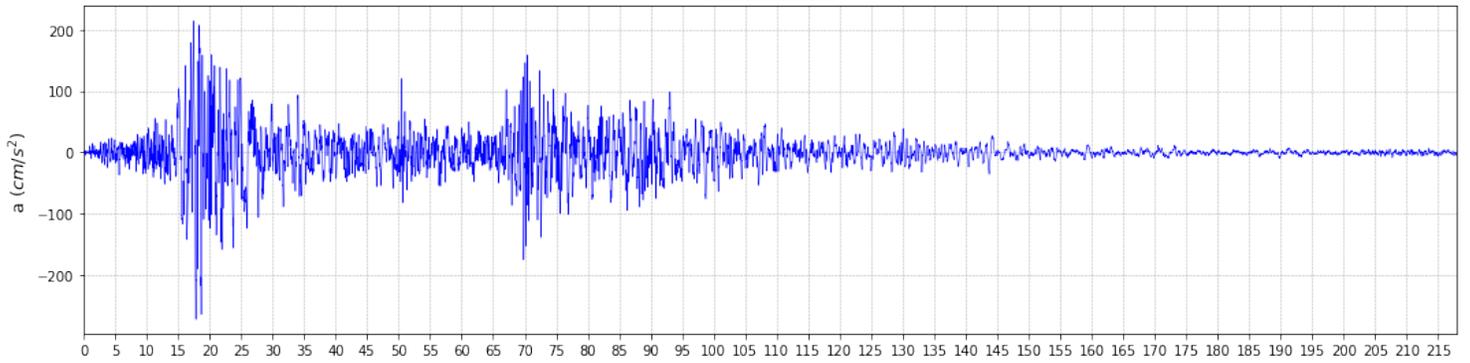
## Lectura de puntos del Acelerograma

	Time	Acc EW(cm/s <sup>2</sup> )	Acc NS(cm/s <sup>2</sup> )	Acc Z(cm/s <sup>2</sup> )	
	0	0.00	-0.2015	-0.7075	1.3257
	1	0.01	0.1538	0.3101	-0.6201
	2	0.02	-0.4800	0.6862	-2.0637
	3	0.03	-0.6667	0.2348	0.2742
	4	0.04	0.3037	-0.1436	3.5169
	...	...	...	...	...
	21802	218.02	-0.3421	-0.1255	0.0157
	21803	218.03	-0.3353	0.1272	-0.0973
	21804	218.04	-0.6170	-0.2533	-0.2309
	21805	218.05	-0.6190	-0.4306	-0.1228
	21806	218.06	-0.4554	-0.1593	-0.0147

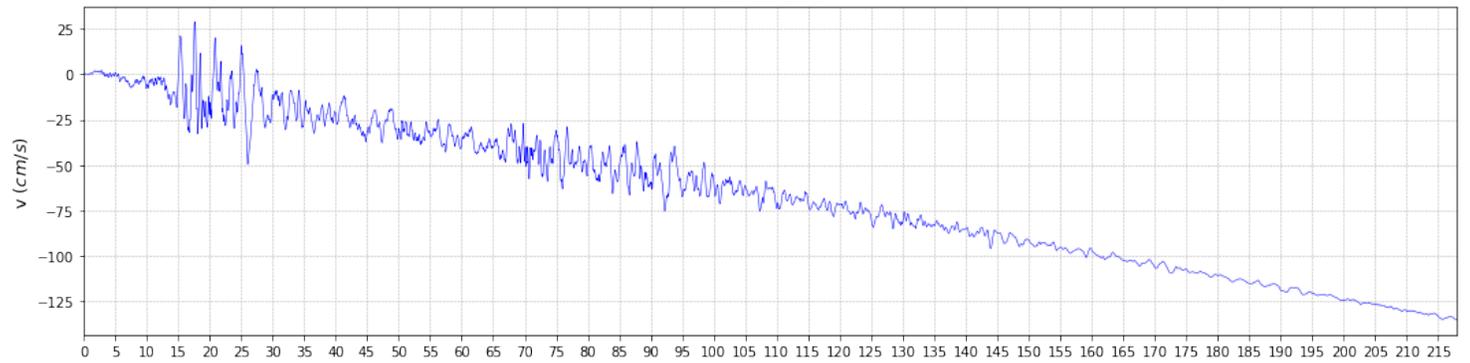
21807 rows × 4 columns

# Integración de la señal del acelerograma – Componente EW

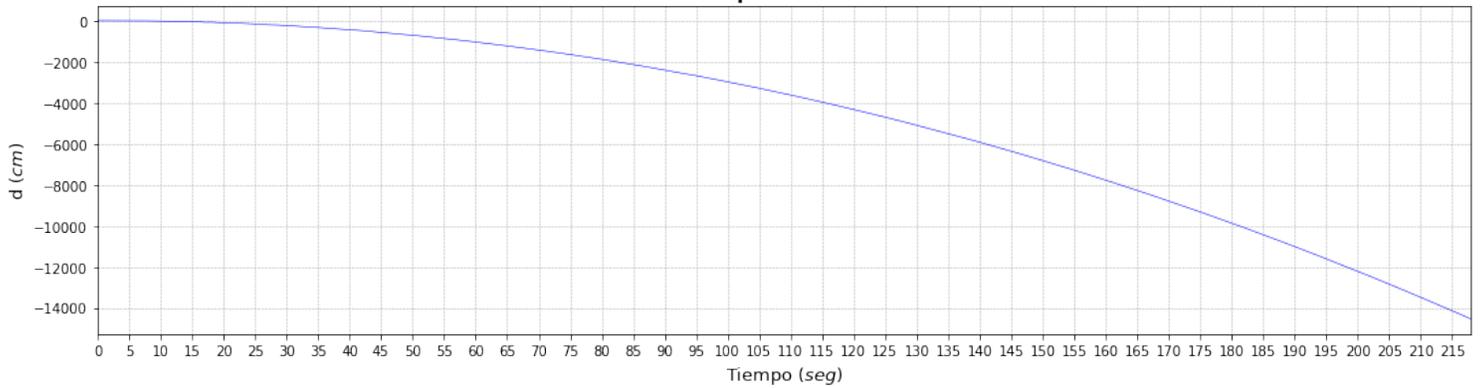
## Aceleracion



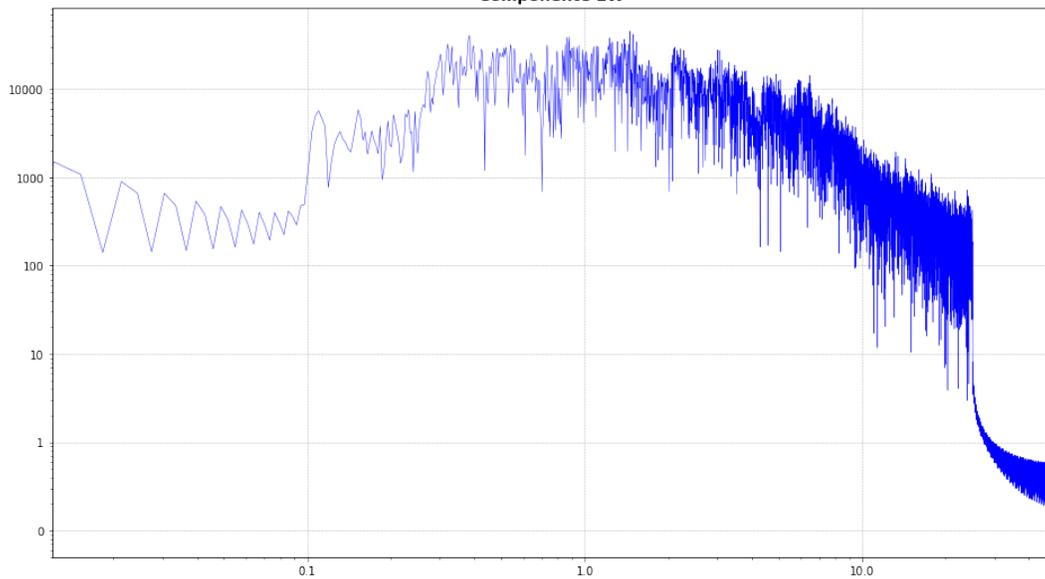
## Velocidad



## Desplazamiento

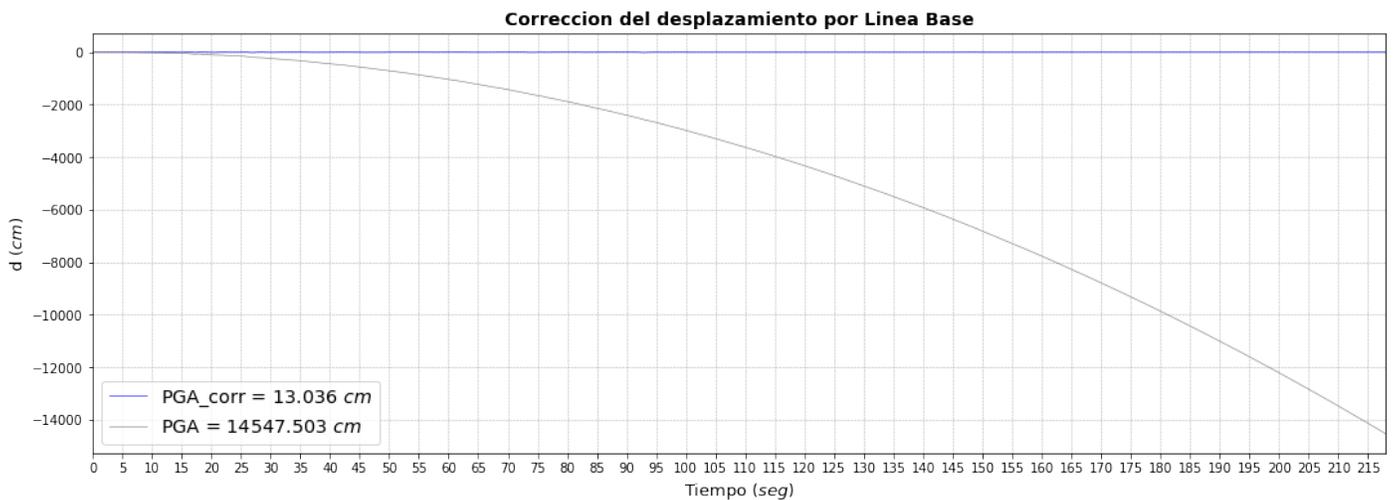
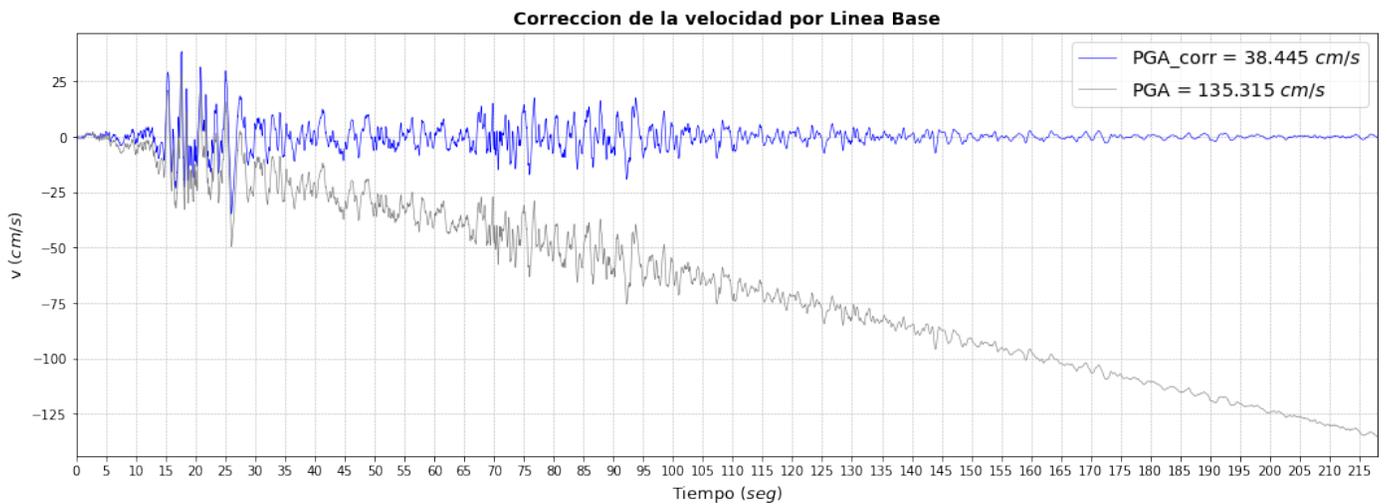
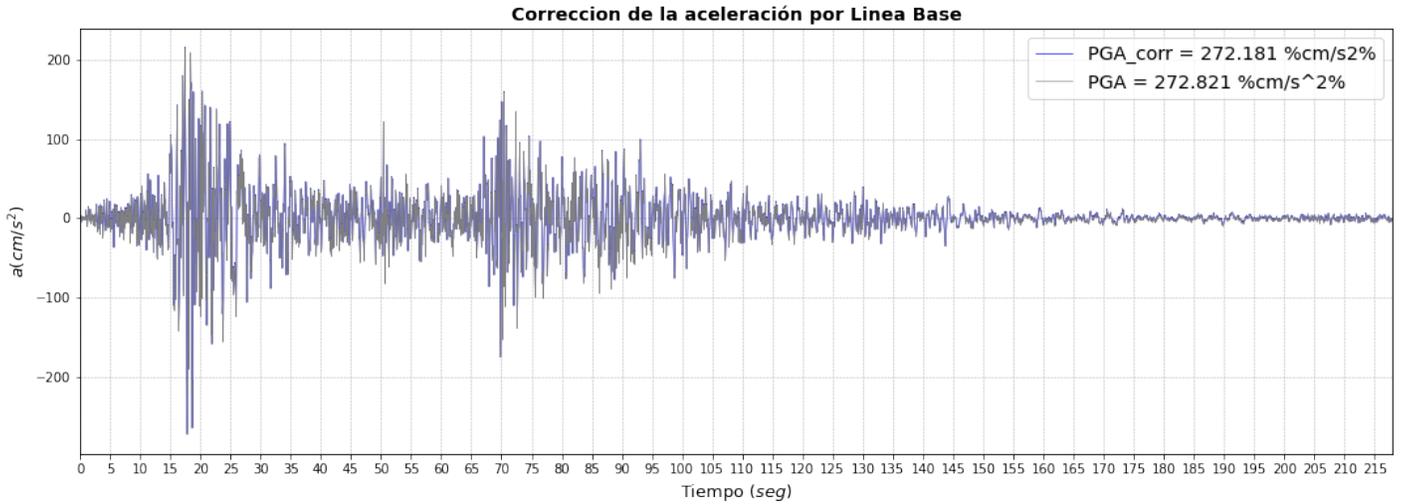


## Espectro de Fourier del acelerograma Componente EW



## Corrección por Línea Base o Corrección de ceros

A veces, ocurre que los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Este error puede ocurrir porque el acelerógrafo no esté perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el sistema de registro provoque una deriva de los datos respecto a la línea de base. Aunque este error puede ser inapreciable en aceleración, puede ser muy importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que estamos contabilizando el área que hay entre la curva de aceleración y la línea de base

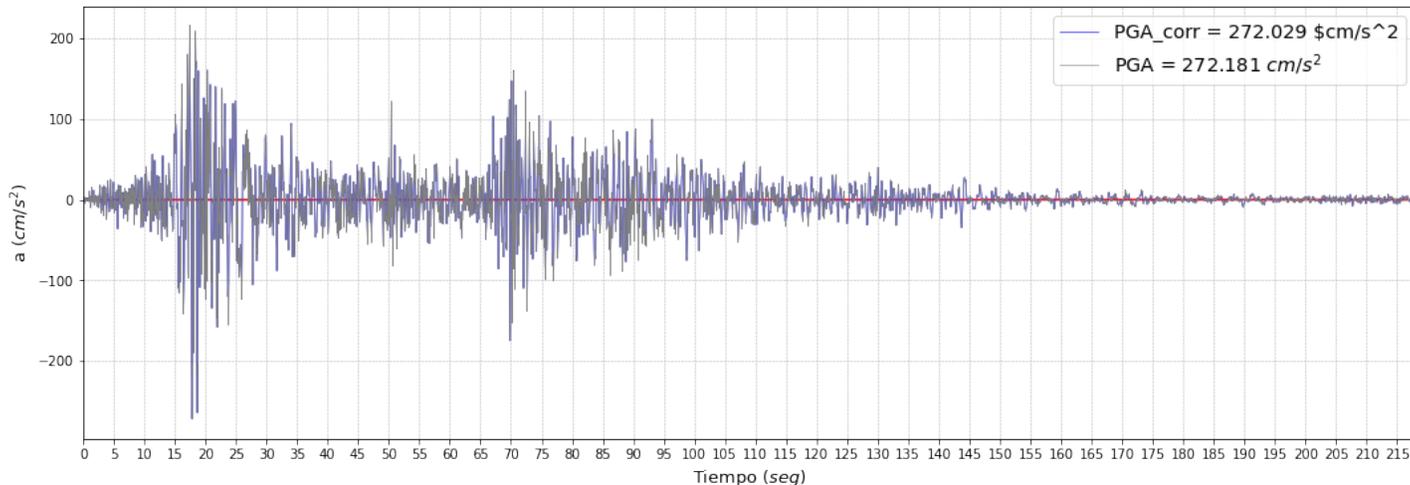


## Corrección por Filtro de Frecuencias

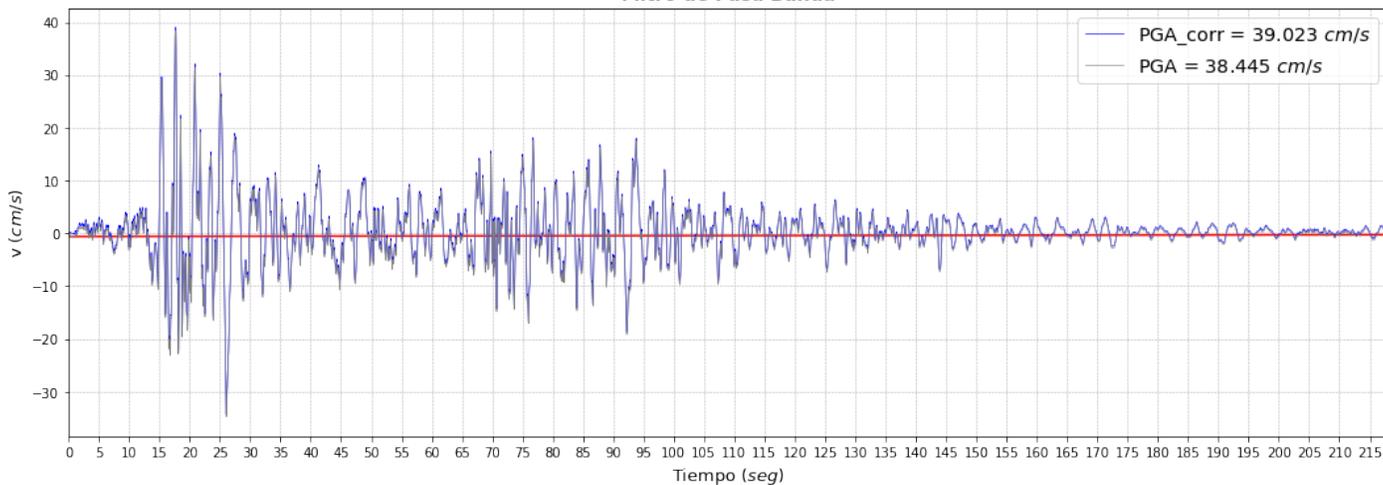
Una vez que nuestro acelerograma ha sido corregido tanto de línea base como de corrección instrumental, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido tiene sobre el acelerograma. Este ruido puede estar causado tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos

**Filtro de pasa banda:** Elimina todas las frecuencias inferiores a una dada  $\omega_1$ , y las superiores a  $\omega_2$  y deja pasar sin atenuación las comprendidas entre  $\omega_1$  y  $\omega_2$

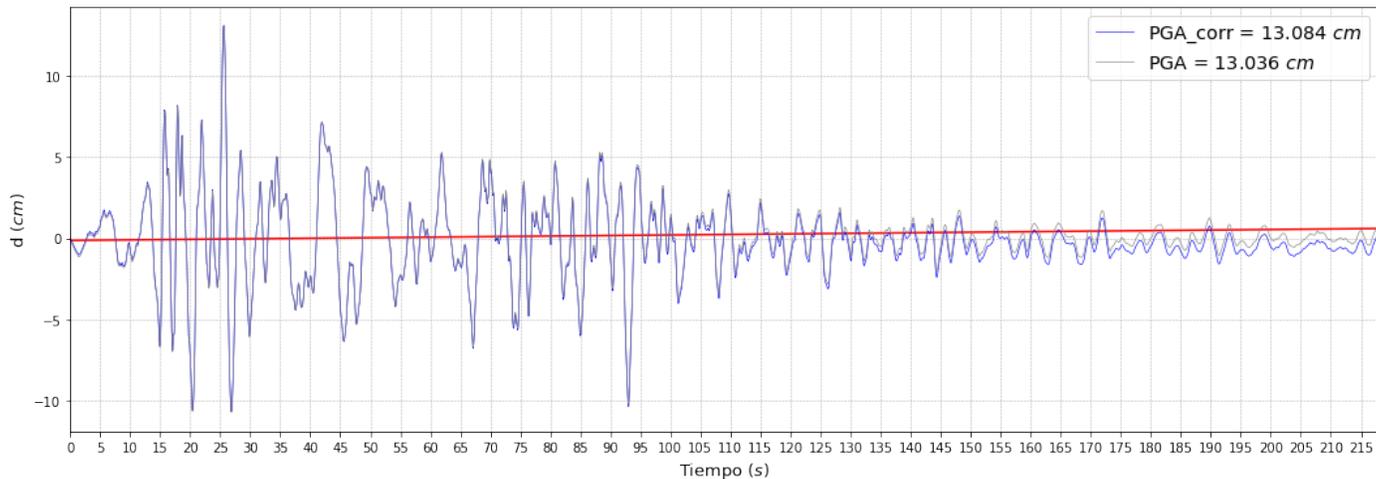
**Correccion de la aceleración por filtro de frecuencias**  
**Filtro de Pasa Banda**



**Correccion de la velocidad por Filtro de Frecuencias**  
**Filtro de Pasa Banda**

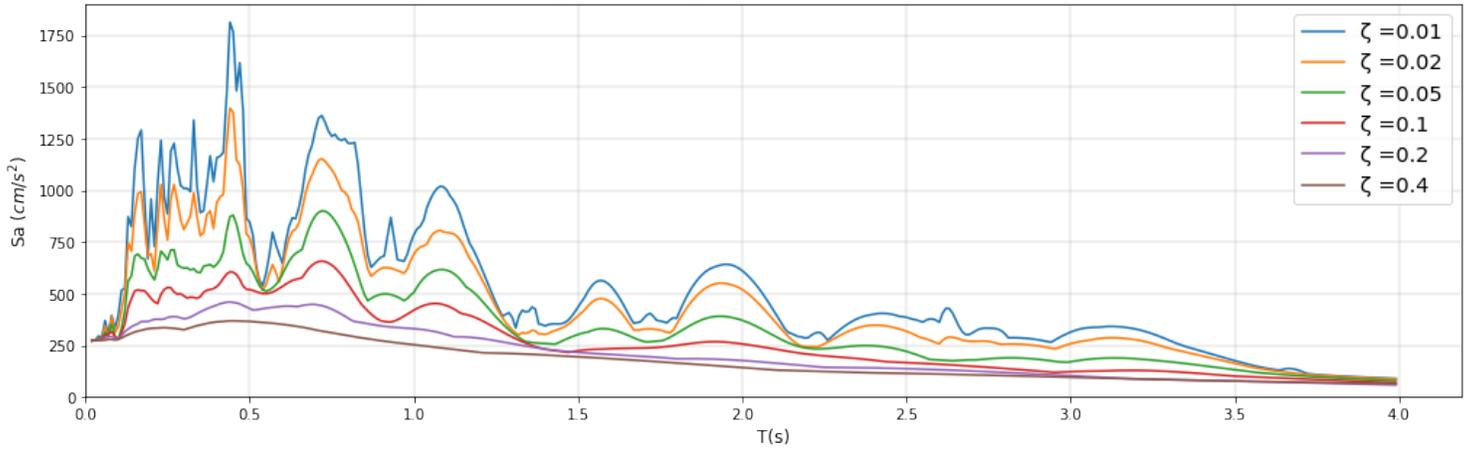


**Correccion del desplazamiento por Filtro de Frecuencias**  
**Filtro de Pasa Banda**

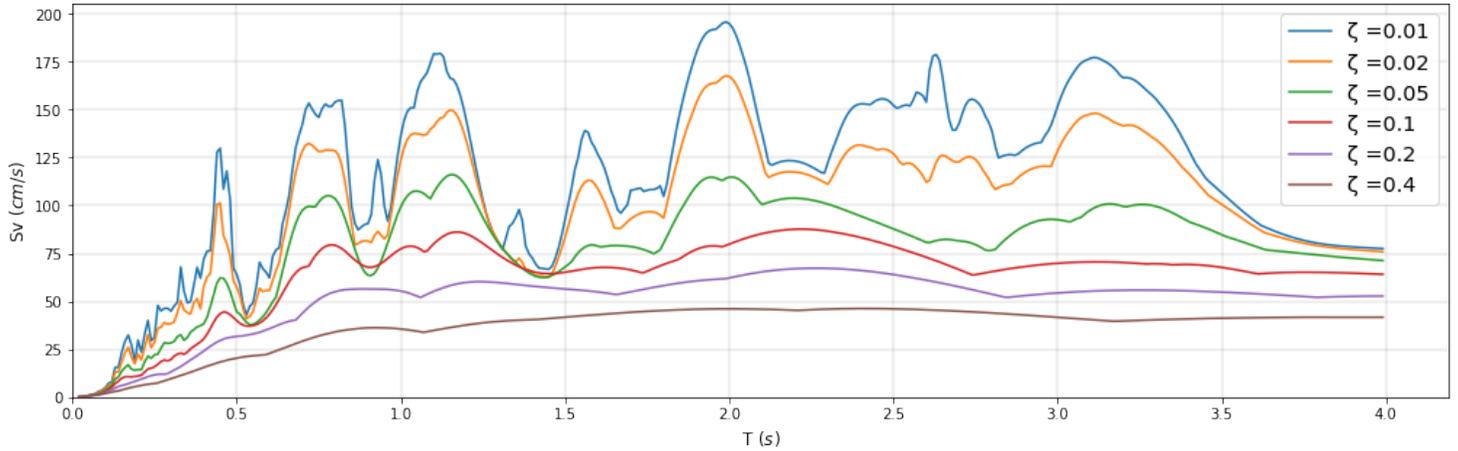


# Espectros de Respuesta – Componente EW – Para diferentes porcentajes de Amortiguamiento

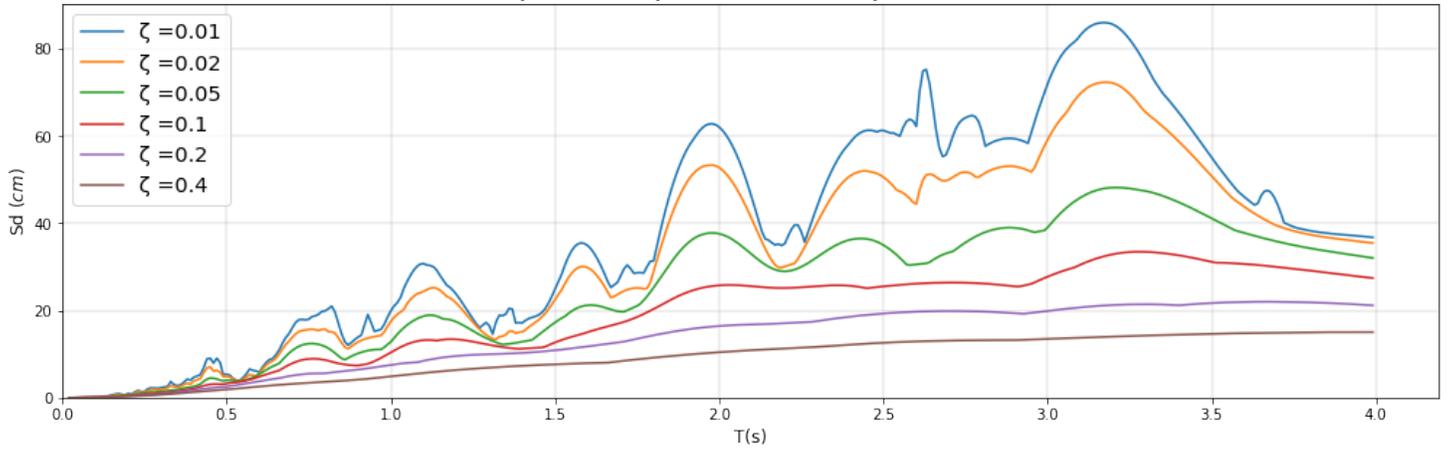
## Espectro de Respuesta de Pseudo Aceleraciones



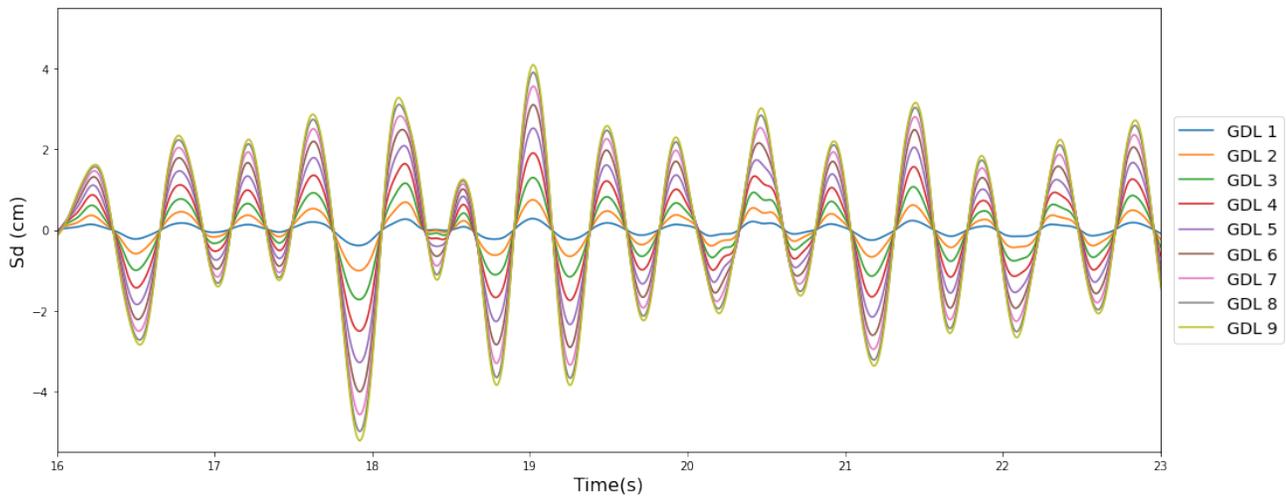
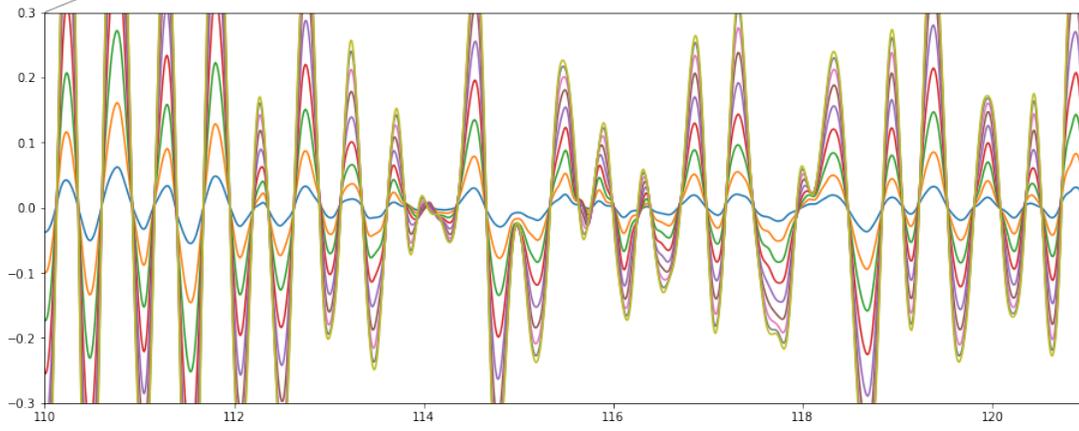
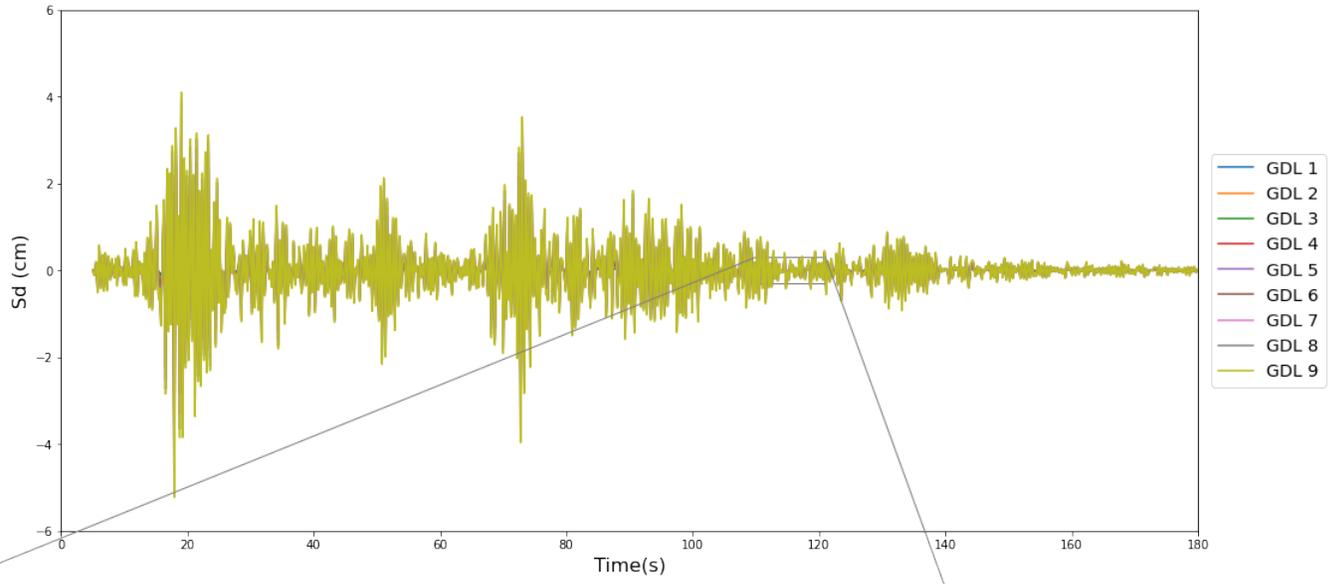
## Espectro de Respuesta de Pseudo Velocidades



## Espectro de Respuesta de Pseudo Desplazamientos

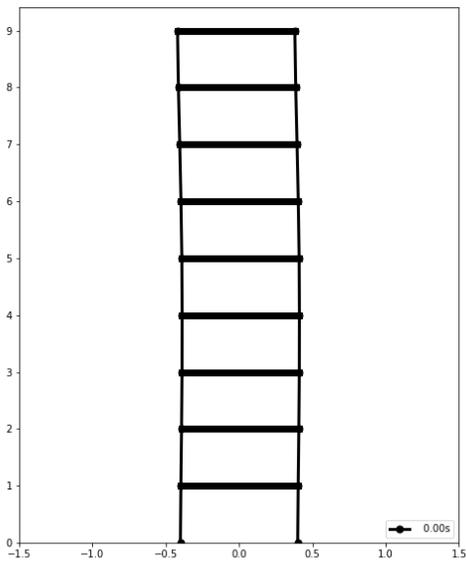


# Respuesta dinámica lineal de un sistema de varios grados de libertad con el Metodo de Newmark

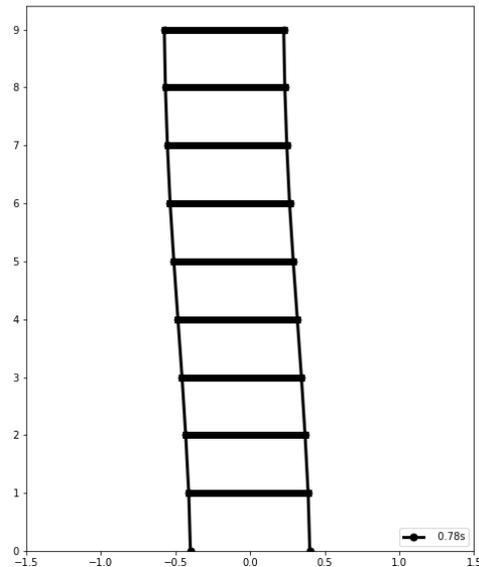


# Animacion de la respuesta Sísmica en el tiempo

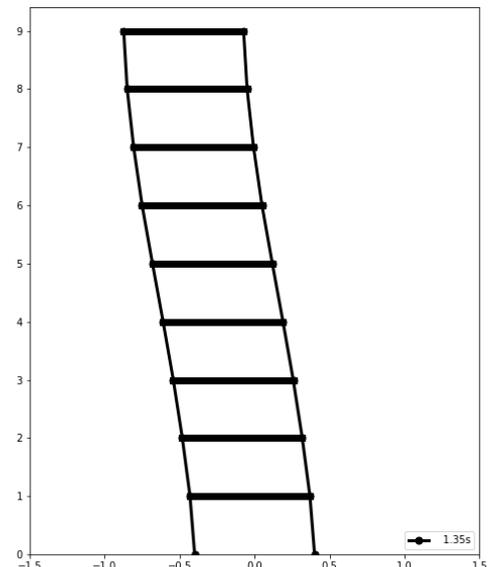
Seismic response



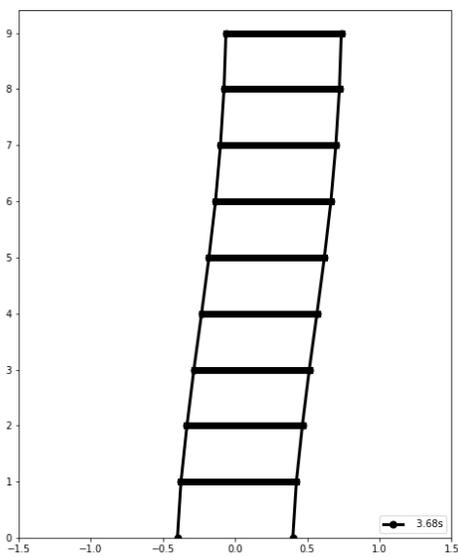
Seismic response



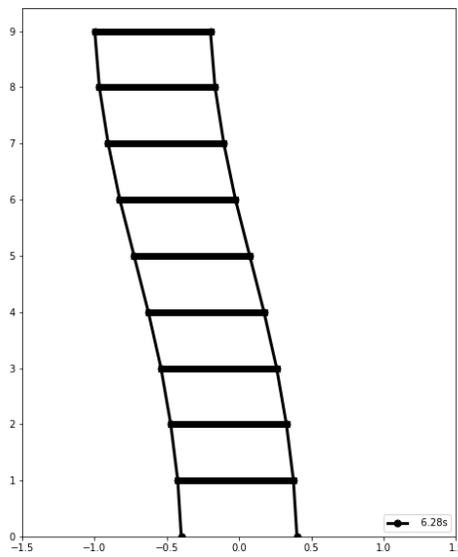
Seismic response



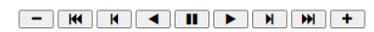
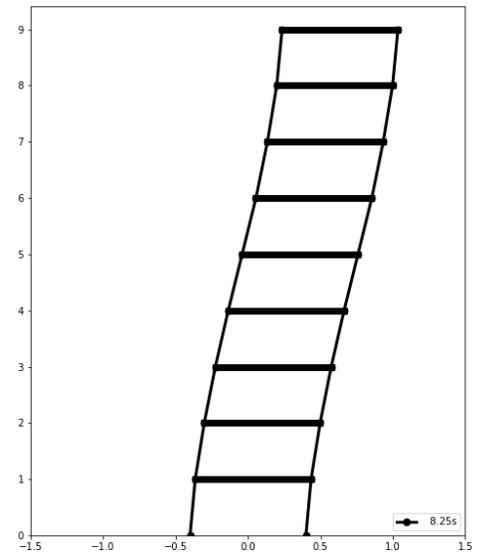
Seismic response



Seismic response



Seismic response



# **PRÓXIMAS PUBLICACIONES**



## METODO DE NEWMARK - 1 GRADO DE LIBERTAD

$m = 0.0008$ ton.s <sup>2</sup> /mm	Masa		
$k = 1.182$ ton/mm	Rigidez		
$W = 38.15$ rad/s	Frecuencia natural	$a_1 = 8.4318$	$a_1 = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c$
$\xi = 0.05$	Amortiguamiento	$a_3 = 0.1655$	$a_2 = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c$
$W_D = 37.18$ rad/s	Frecuencia subamortiguada	$a_2 = 0.0008$	$a_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$
$\Delta t = \tau = 0.02$ seg	Intervalo de tiempo	$\hat{k} = 9.6137$	$\hat{k} = k + a_1$
$g = 9810$ mm/s <sup>2</sup>	Aceleracion de la gravedad		
$x_0 = 0.00$ mm	Posicion inicial		
$v_0 = 0.00$ mm/s <sup>2</sup>	Velocidad inicial		
$c = 2\xi wm = 0.0031$ ton.s/mm			

$T = 0.1647$  seg      Periodo

$\gamma = 0.5$   
 $\beta = 0.25$

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}}$$

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$$

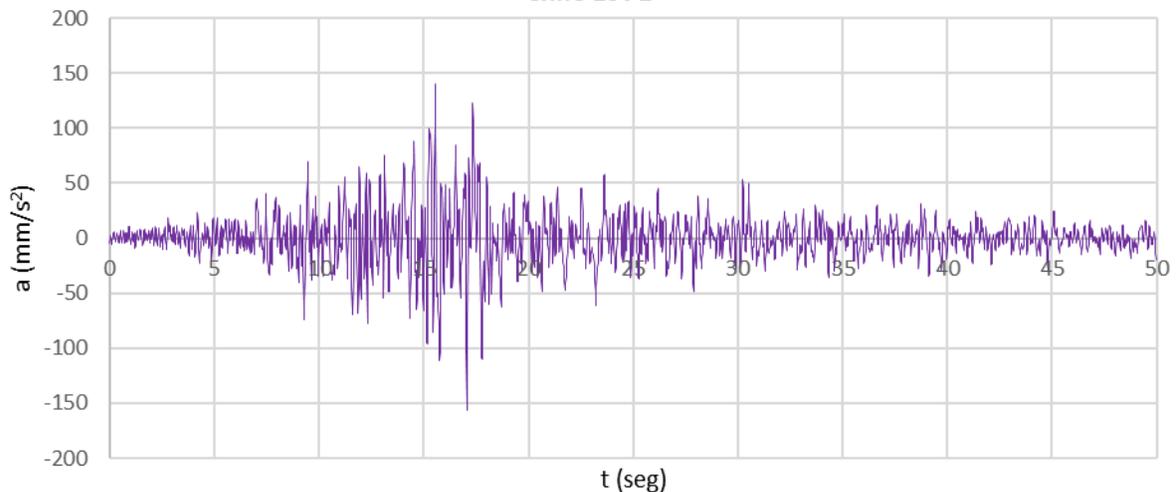
$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{u}_i$$

$$\hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + a_1 u_i + a_2 \dot{u}_i + a_3 \ddot{u}_i$$

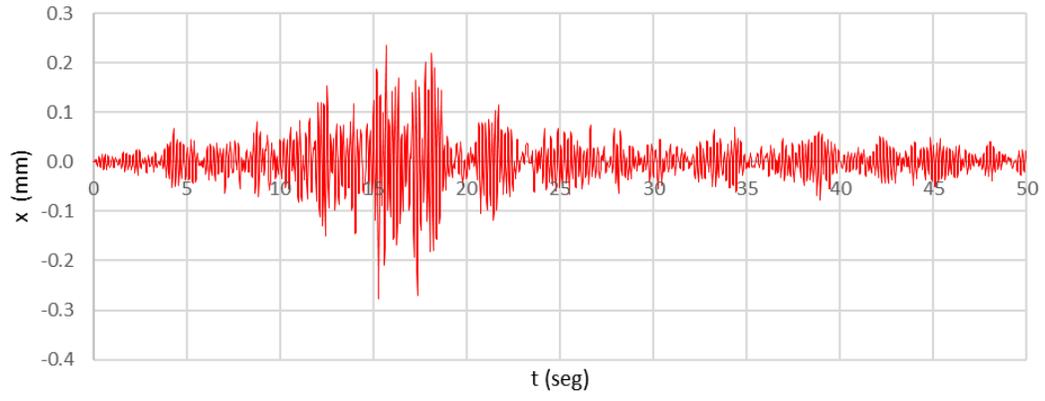
t	a/g	a suelo	P = -ma	$\hat{p}$
0		-4.331	0.00352	0.00352
0.02		-0.484	0.00039	0.00391
0.04		2.651	-0.00215	0.00780
0.06		1.348	-0.00109	0.00259
0.08		-3.494	0.00284	-0.00506
0.1		-5.235	0.00425	-0.00090
0.12		-2.558	0.00208	0.01686
0.14		0.878	-0.00071	0.03287
0.16		3.213	-0.00261	0.02973
0.18		4.848	-0.00394	0.00230
0.2		5.47	-0.00444	-0.02912

x (mm)	v (mm/s)	a (mm/s <sup>2</sup> )	a <sub>r</sub> (mm/s <sup>2</sup> )
0.000	0.000	4.331	0.000
0.000	0.041	-0.263	-0.747
0.001	0.000	-3.830	-1.179
0.000	-0.054	-1.534	-0.186
-0.001	-0.026	4.358	0.864
0.000	0.069	5.107	-0.128
0.002	0.116	-0.435	-2.993
0.003	0.051	-6.048	-5.170
0.003	-0.084	-7.395	-4.182
0.000	-0.202	-4.427	0.421
-0.004	-0.227	1.382	6.852

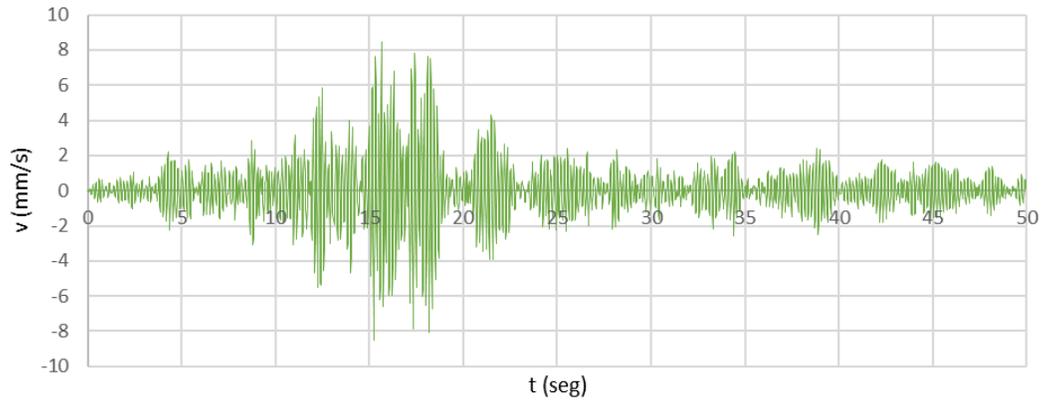
### Registro Sismico Chile 1971



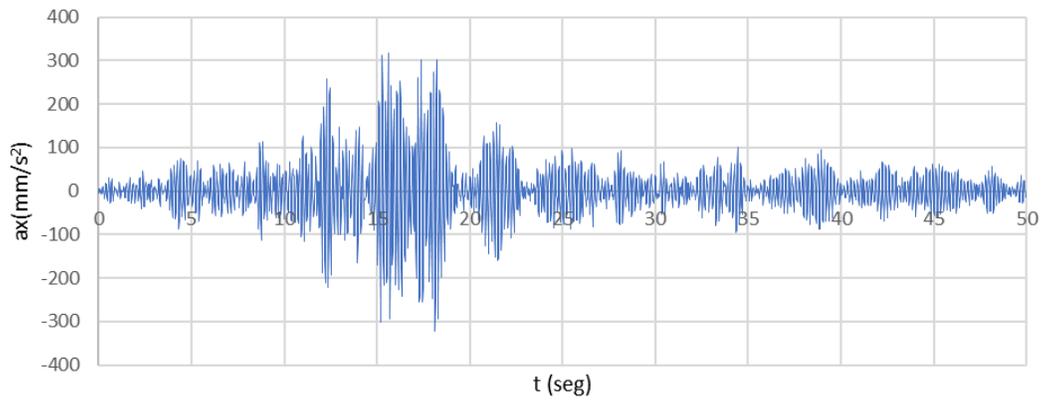
### Desplazamiento



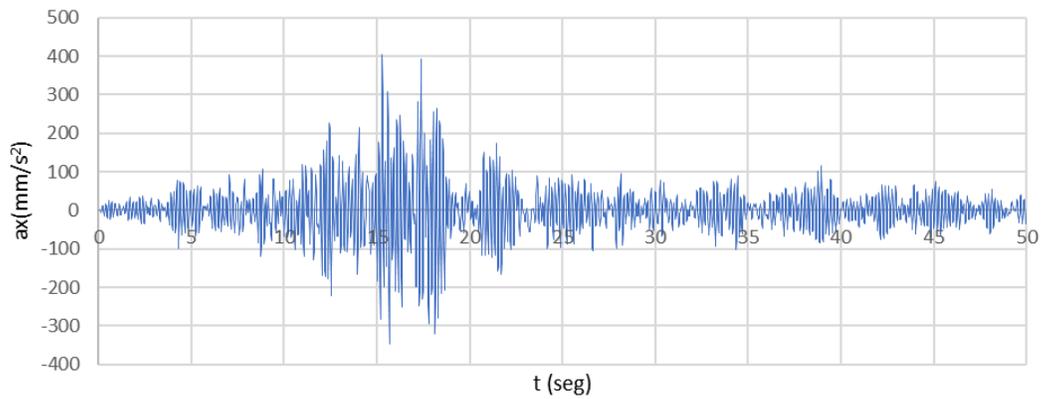
### Velocidad



### Aceleracion



### Aceleracion Total





**ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS RECTANGULARES**

**01 DISEÑO POR FLEXION**

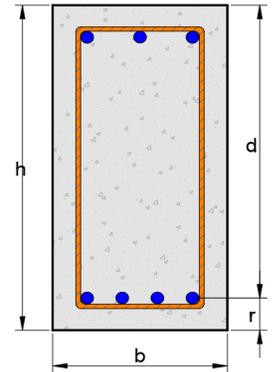
a. Datos de Diseño      Descip= TRAMO 2 - Nivel 2  
Viga = V-101

**Propiedades Geometrica de la Seccion**

h = 0.60 m      Altura de la viga  
b = 0.30 m      Base  
rec = 0.06 m      recubrimiento  
L<sub>n</sub> = 7.20 m      Luz libre

**Propiedades Mecanicas**

f<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>      Resistencia a la compresion  
f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>      Fluencia del acero  
E<sub>c</sub> = 217371 kg/cm<sup>2</sup>      M. elasticidad del concreto  
E<sub>s</sub> = 210000 kg/cm<sup>2</sup>      M. elasticidad del acero

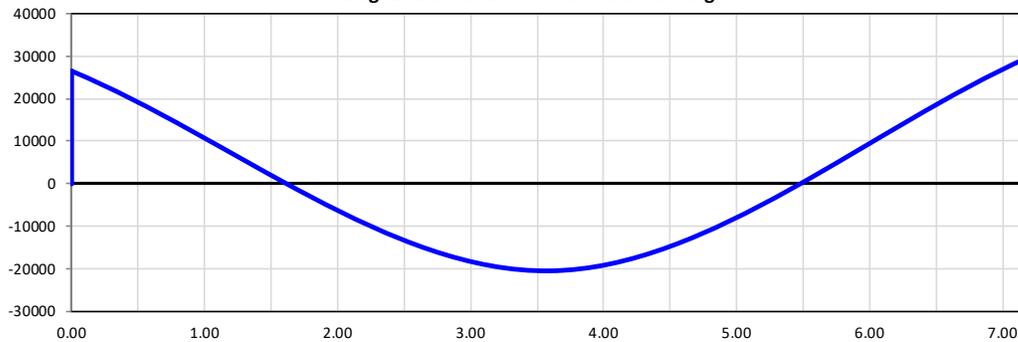


M(-)izq = 26579.58 kg-m

M(+cen) = 20370.00 kg-m

M(-)der = 29889.24 kg-m

**Diagrama de Momentos Flectores en la Viga**



**b. Cálculos previos**

Peralte efectivo de la viga

$$d = 0.54 \text{ m}$$

Factor de eje neutro y profundidad

$$\beta_1 = 0.85$$

Area de acero minima 01:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b_w d = 5.40 \text{ cm}^2$$

Area de acero minima 02:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = 3.91 \text{ cm}^2$$

Cuantía Balanceada

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c E_s}{\epsilon_c E_s + f_y} \right) = 0.02141869$$

Cuantía Maxima

$$0.75 \rho_{bal} = 0.01606$$

Cuantía Recomendada

$$0.50 \rho_{bal} = 0.0107093$$

**c. Cálculo de las areas de acero requeridas**

Apoyo izquierdo de la viga

A<sub>s min</sub> = 5.40 cm<sup>2</sup>  
ρ<sub>min</sub> = 0.00333  
ρ<sub>max</sub> = 0.01606  
M<sub>u</sub> = 2657958 kg-cm  
w<sub>1</sub> = 1.5151  
w<sub>2</sub> = 0.1798  
ρ = 0.0090

**Cumple la ρ**

$$A_s = 14.57 \text{ cm}^2$$

Parte central de la viga

A<sub>s min</sub> = 5.40 cm<sup>2</sup>  
ρ<sub>min</sub> = 0.00333  
ρ<sub>max</sub> = 0.01606  
M<sub>u</sub> = 2037000 kg-cm  
w<sub>1</sub> = 1.56116  
w<sub>2</sub> = 0.13376  
ρ = 0.00669

**Cumple la ρ**

$$A_s = 10.83 \text{ cm}^2$$

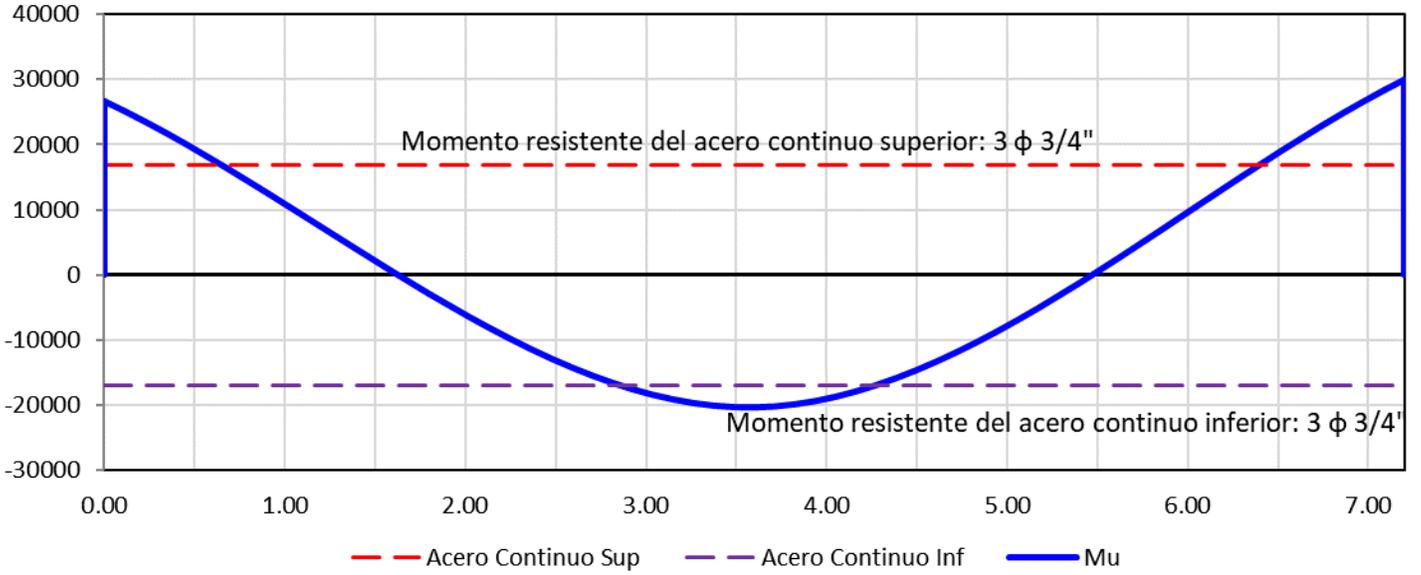
Apoyo derecho de la viga

A<sub>s min</sub> = 5.40 cm<sup>2</sup>  
ρ<sub>min</sub> = 0.00333  
ρ<sub>max</sub> = 0.01606  
M<sub>u</sub> = 2988924 kg-cm  
w<sub>1</sub> = 1.48916  
w<sub>2</sub> = 0.20576  
ρ = 0.01029

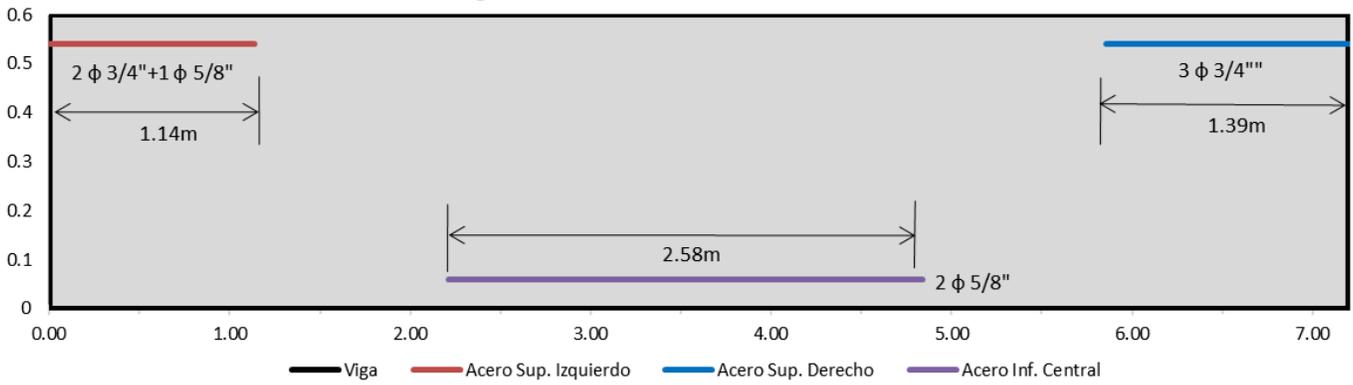
**Cumple la ρ**

$$A_s = 16.67 \text{ cm}^2$$

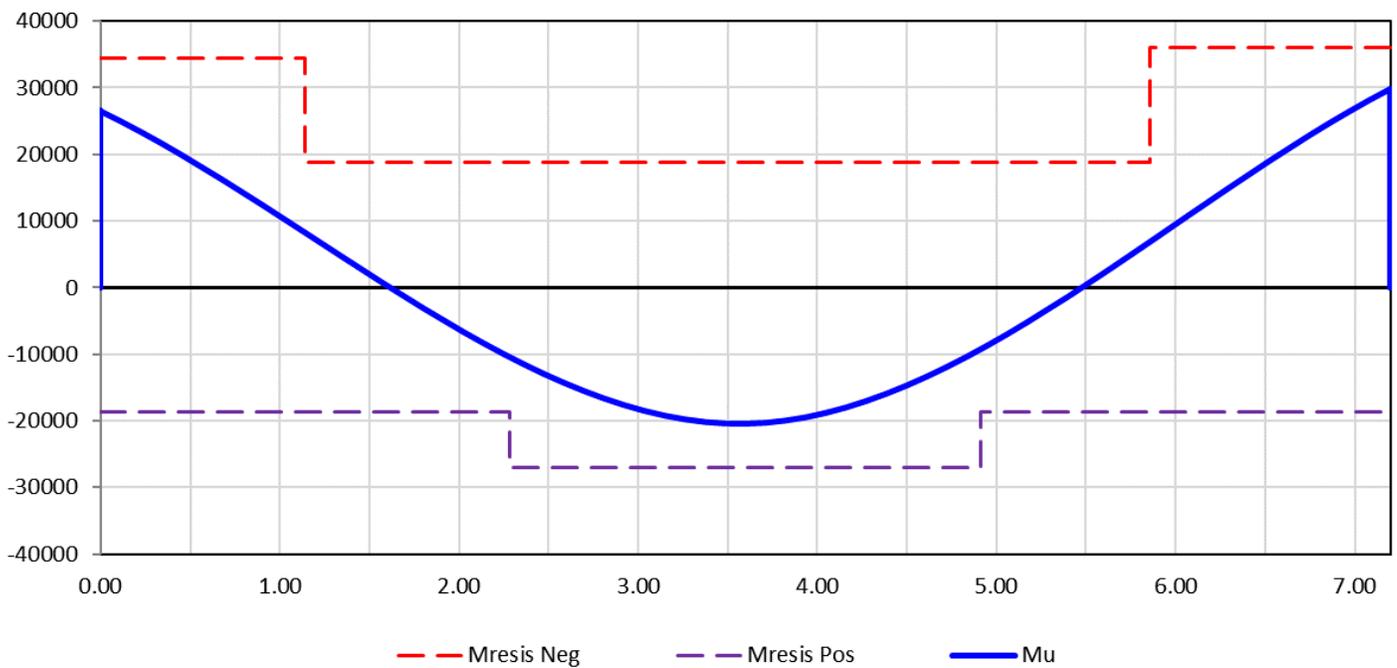
**Diagrama Inicial de Puntos de Corte del Acero Teorico**



**Diagrama Final de los Puntos de Corte del Acero**



**Diagrama de Momento Resistente**



# PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

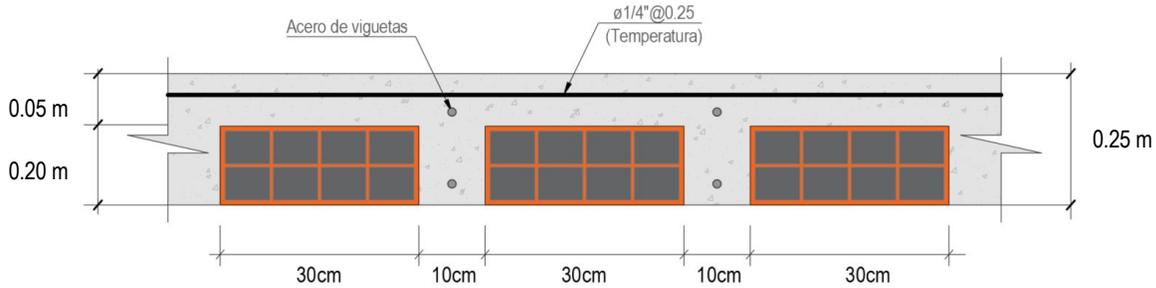
## LOSA ALIGERADA

(Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060)

### Predimensionamiento de la Losa Aligerada

$$H \geq \frac{L_n}{25}$$

Longitud del lado menor  $L_n = 6.35 \text{ m}$   
 Espesor de Losa Aligerada  $H = 0.25 \text{ m}$   
 Espesor de Losa definitivo  $H_{\text{def}} = 0.25 \text{ m}$



EJEMPLOS TENIENDO EN CUENTA			
$L_n$	H	$H_{\text{ladrillo}}$	$e_{\text{losa}}$
4.00 m	0.17 m	0.12 m	0.05 m
5.00 m	0.20 m	0.15 m	0.05 m
6.00 m	0.25 m	0.20 m	0.05 m
7.00 m	0.30 m	0.25 m	0.05 m

## VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

(Según Libro Ing. Antonio Blanco y R.N.E. en la norma E-060 Art. 21.5.1.3)

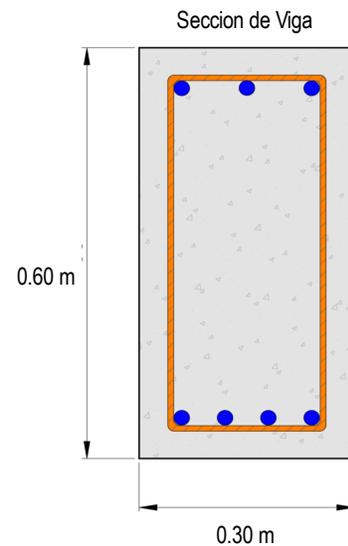
### Predimensionamiento de las Vigas Principales

$$h_1 = \frac{L}{10} \quad h_2 = \frac{L}{12}$$

Luz libre de la viga  $L = 6.70 \text{ m}$   
 Peralte de viga  $h_1 = 0.67 \text{ m}$   
 Peralte de viga  $h_2 = 0.56 \text{ m}$   
 Peralte definido  $h_{\text{def}} = 0.60 \text{ m}$

$$b_1 = 0.3 \cdot h \quad b_2 = 0.5 \cdot h$$

Ancho de la viga  $b_1 = 0.18 \text{ m}$   
 Ancho de la viga  $b_2 = 0.30 \text{ m}$   
 Ancho definido  $b_{\text{def}} = 0.30 \text{ m}$



EJEMPLOS DE DIMENSIONES USUALES EN VIGAS	
L(m)	DIMENSIONES(cm)
$L \leq 5.5 \text{ m}$	25x50, 30x50
$L \leq 6.5 \text{ m}$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5 \text{ m}$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5 \text{ m}$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5 \text{ m}$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

# COLUMNAS ESTRUCTURALES

(Según Libro Ing. Antonio Blanco)

## Predimensionamiento de las Columnas

### Columnas Centrales

$$\text{Area Columna} = \frac{P_{(\text{servicio})}}{0.45 f'_c}$$

$$P_{(\text{servicio})} = P \cdot A_{\text{tributaria}} \cdot N_{\text{pisos}} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

P: Carga en kg/m<sup>2</sup>      P = 1000 kg/m<sup>2</sup>

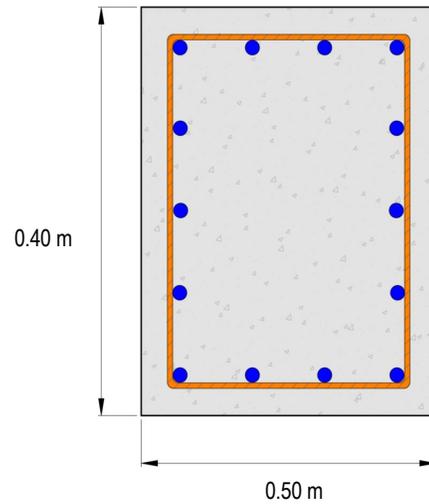
ESTIMACIÓN DE LA CARGA "P"	
Edificio Categoría "A"	P=1500 kg/m <sup>2</sup>
Edificio Categoría "B"	P=1250 kg/m <sup>2</sup>
Edificio Categoría "C"	P=1000 kg/m <sup>2</sup>

Atribut: Área Tributaria       $A_t = 23.53 \text{ m}^2$   
 Npisos: Número de pisos      N = 8  
 P(servicio): Carga servicio       $P_{(\text{servicio})} = 188240 \text{ kg}$   
 Ac: Área columna requerido       $A_c = 1992 \text{ cm}^2$

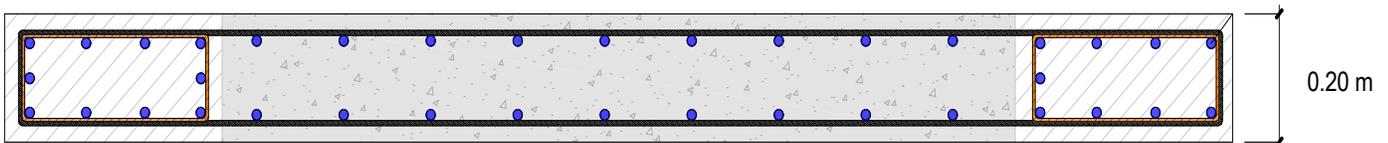
b = 0.50 m  
 h = 0.40 m

Area = 2000 cm<sup>2</sup>

Seccion de Columna



EJEMPLOS DE DIMENSIONES USALES EN COLUMNAS (bxh)
25x50 cm
30x60 cm
30x40 cm
30x50 cm



## ESPECTRO DE SISMO SEGÚN LA NORMA E.030-2016

### 01 Zonificación, Según E.030-2016 (2.1)

Departamento :   
 Provincia :   
 Distrito :

Zona Sísmica: 4  
 $Z = 0.45 \text{ g}$

### 02 Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Perfil de Suelo Tipo :

Suelos Intermedios: Suelos medianamente rígidos, arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.

Tipo = Suelo Intern.  $V_s = 180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$   
 $S = 1.05$   $N_{60} = 15 \text{ a } 50$   
 $T_P = 0.60$   $S_u = 50 \text{ kPa a } 100 \text{ Kpa}$   
 $T_L = 2.00$   $q_u = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ a } 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

### 03 Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría del Edificio :   
 Tipo de Edificación :

$U = 1.5$



Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo. Edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional.

### 04 Sistema Estructural y Restricciones de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.3 y 3.7)

Sistema Estructural:

Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF - Estructuras de concreto:  
 Sistema Dual, Muros de Concreto Armado - Albañilería Armada o Confinada

Restricciones de Irregularidad:

No se permiten irregularidades

### 05 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.4)

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Material :

Sistema Estructural :

$R_{0X} = 6$

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Material :

Sistema Estructural :

$R_{0Y} = 7$

### 06 Factores de Irregularidad, Según E.030-2016 (3.6)

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Irregularidad en Altura,  $l_a$  :

$l_{ax} = 1.00$

Irregularidad en Planta,  $l_p$  :

$l_{px} = 1.00$

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

Irregularidad en Altura,  $l_a$  :

$l_{ay} = 1.00$

Irregularidad en Planta,  $l_p$  :

$l_{py} = 1.00$

### 07 Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030-2016 (3.8)

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

$R_X = R_{0X} \times l_{ax} \times l_{px} = 6$

#### SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION Y

$R_Y = R_{0Y} \times l_{ay} \times l_{py} = 7$

11 Cálculo y Gráfico del Espectro de Sismo de Diseño(Sa/g)

SISTEMA ESTRUCTURAL - DIRECCION X

Z = 0.45  
 U = 1.00  
 S = 1.05  
 T<sub>p</sub> = 0.60  
 T<sub>L</sub> = 2.00  
 R<sub>x</sub> = 5.40

$$Sa_x = \frac{ZUCS}{R_x} g$$

$T < T_p \quad C = 2,5$

$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$

$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

C	T (s)	Sa/g	Sv (m/s)	Sd (m)	Espectro de sismo de diseño Sa/g
2.50	0.00	0.2188	0.0000	0.0000	
2.50	0.02	0.2188	0.0068	0.0000	
2.50	0.04	0.2188	0.0137	0.0001	
2.50	0.06	0.2188	0.0205	0.0002	
2.50	0.08	0.2188	0.0273	0.0003	
2.50	0.10	0.2188	0.0342	0.0005	
2.50	0.12	0.2188	0.0410	0.0008	
2.50	0.14	0.2188	0.0478	0.0011	
2.50	0.16	0.2188	0.0546	0.0014	
2.50	0.18	0.2188	0.0615	0.0018	
2.50	0.20	0.2188	0.0683	0.0022	
2.50	0.25	0.2188	0.0854	0.0034	
2.50	0.30	0.2188	0.1025	0.0049	
2.50	0.35	0.2188	0.1195	0.0067	
2.50	0.40	0.2188	0.1366	0.0087	
2.50	0.45	0.2188	0.1537	0.0110	
2.50	0.50	0.2188	0.1708	0.0136	
2.50	0.55	0.2188	0.1878	0.0164	
2.50	0.60	0.2188	0.2049	0.0196	
2.31	0.65	0.2019	0.2049	0.0212	
2.14	0.70	0.1875	0.2049	0.0228	
2.00	0.75	0.1750	0.2049	0.0245	
1.88	0.80	0.1641	0.2049	0.0261	
1.76	0.85	0.1544	0.2049	0.0277	
1.67	0.90	0.1458	0.2049	0.0294	
1.58	0.95	0.1382	0.2049	0.0310	
1.50	1.00	0.1313	0.2049	0.0326	
1.36	1.10	0.1193	0.2049	0.0359	
1.25	1.20	0.1094	0.2049	0.0391	
1.15	1.30	0.1010	0.2049	0.0424	
1.07	1.40	0.0937	0.2049	0.0457	
1.00	1.50	0.0875	0.2049	0.0489	
0.94	1.60	0.0820	0.2049	0.0522	
0.88	1.70	0.0772	0.2049	0.0554	
0.83	1.80	0.0729	0.2049	0.0587	
0.79	1.90	0.0691	0.2049	0.0620	
0.75	2.00	0.0656	0.2049	0.0652	
0.62	2.20	0.0542	0.1863	0.0652	
0.52	2.40	0.0456	0.1708	0.0652	
0.44	2.60	0.0388	0.1576	0.0652	
0.38	2.80	0.0335	0.1464	0.0652	
0.33	3.00	0.0292	0.1366	0.0652	
0.19	4.00	0.0164	0.1025	0.0652	
0.12	5.00	0.0105	0.0820	0.0652	
0.08	6.00	0.0073	0.0683	0.0652	
0.06	7.00	0.0054	0.0585	0.0652	
0.05	8.00	0.0041	0.0512	0.0652	
0.04	9.00	0.0032	0.0455	0.0652	
0.03	10.00	0.0026	0.0410	0.0652	

Copiar todos los valores de T (s) y Sa/g y pegar como valores sin fórmulas en un libro nuevo y guardarlo como texto delimitado por tabulaciones, así podrá importar el espectro de diseño en programas de cálculo como el Etabs y Sap2000. Ya que los valores de las aceleraciones no incluyen el valor de la aceleración de la gravedad, el factor de escala en el programa deberá ser igual a 9.81.

# DISEÑO DE MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO

## 01. DATOS GENERALES

### Datos de los materiales

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
$\gamma_c =$	2400 kg/m <sup>3</sup>	Peso especifico del concreto
$\mu_{ct} =$	0.55	Coefficiente de friccion concreto terreno
Ht =	5.5 m	Altura total del muro
$\phi_{flexion} =$	0.9	Factor de reduccion de capacidad a flexion
$\phi_{corte} =$	0.8	Factor de reduccion de capacidad a corte

Factor de Seguridad :

	Cond. Estat.	Cond. Dinam.
Volteo	2.00	1.50
Deslizamiento	1.50	1.25

### Datos del suelo de relleno

$\gamma_r =$	1600 kg/m <sup>3</sup>	Peso especifico del suelo
$\phi =$	35 °	Angulo de friccion interno
c =	0.0 kg/cm <sup>2</sup>	Cohesion
S/C =	150 kg/m <sup>2</sup>	Sobrecarga encima del terreno

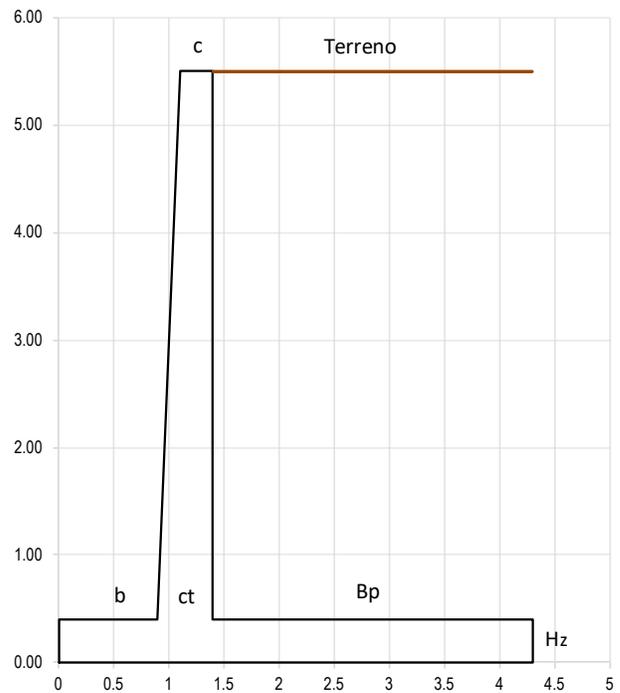
### Datos del suelo de fundacion

$q_{adm} =$	2.2 kg/cm <sup>2</sup>	Capacidad portante del terreno
-------------	------------------------	--------------------------------

## 02.01. DIMENSIONES DEL MURO PARA EL ANALISIS

Ingrese las dimensiones faltantes del muro:

$c =$	0.30 m	Ancho de corona
$c_t =$	0.50 m	Ancho de base de la pantalla
b =	0.90 m	Longitud de la punta
H =	5.10 m	Altura de la pantalla
Ht =	5.50 m	Altura total del muro
hs =	0.09 m	Alt. terreno por sobrecarga
B =	4.30 m	Longitud de la base del muro
Bp =	2.9 m	Longitud del talon posterior
H <sub>z</sub> =	0.40 m	Altura de zapata del muro



Verificaciones del muro de contencion en voladizo.

Analisis con sobrecarga	
Por volteo	Cumple
Por deslizamiento	Cumple
Excentricidad	Cumple
Presion del terreno q1	Cumple
Presion del terreno q2	Cumple

Analisis sin sobrecarga	
Por volteo	Cumple
Por deslizamiento	Cumple
Excentricidad	Cumple
Presion del terreno q1	Cumple
Presion del terreno q2	Cumple

**Empuje Sísmico Pseudoestático (Mononobe - Okabe)**

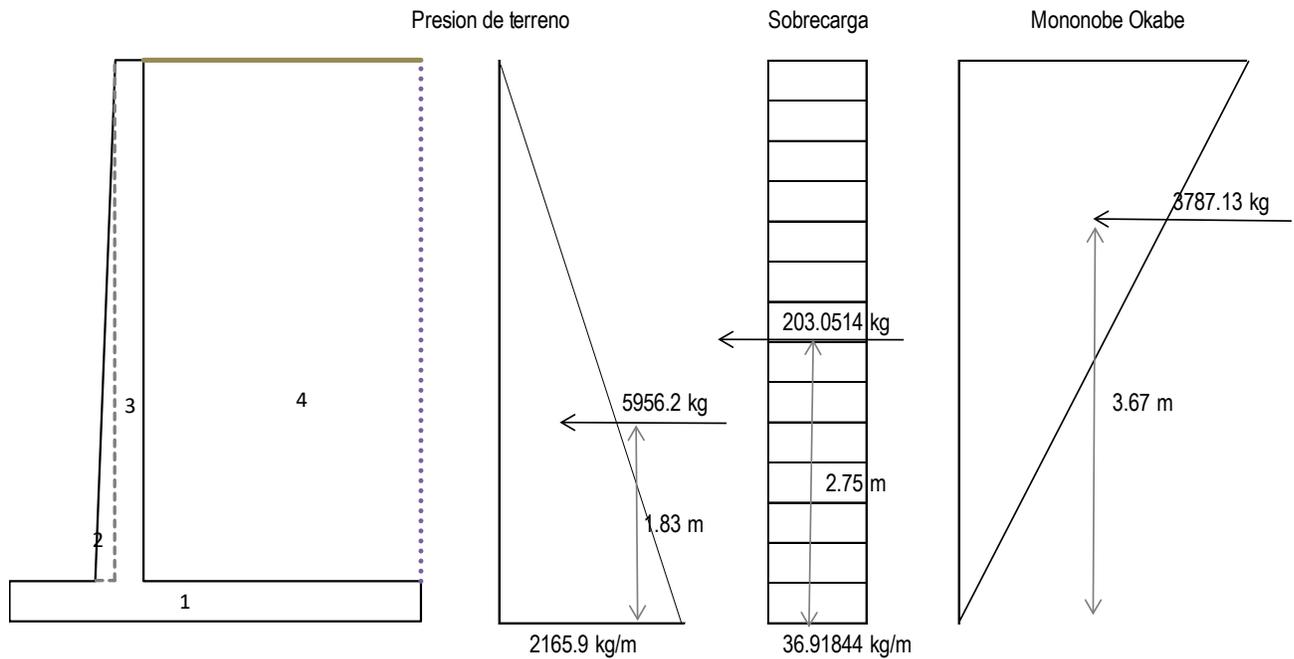
**Coefficiente de empuje activo**

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (\text{AASHTO A11.1.1.1-2})$$

Donde:

- |                             |   |                       |  |
|-----------------------------|---|-----------------------|--|
| $K_h = 0.23$                | Coefficiente sísmico horizontal A/2               | $\phi = 35.0^\circ$   | Ángulo de fricción interna del suelo       |
| $K_v = 0.05$                | Coefficiente sísmico vertical 0.00 a 0.05         | $\beta = 0.0^\circ$   | Ángulo del muro con la vertical            |
| $\theta_{MO} = 13.32^\circ$ | $\theta_{MO} = \arctan(K_h / (1 - K_v))^\circ$    | $\delta = 17.5^\circ$ | Ángulo de fricción entre el muro y relleno |
| $i = 0.0$                   | Ángulo de inclinación de la superficie de relleno |                       |  |

**03. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO**



**Fuerzas Horizontales**

- |                                  |                         |
|----------------------------------|-------------------------|
| $F_{h1} = 5956.2 \text{ kg}$     | Empuje activo de tierra |
| $F_{h2} = 203.1 \text{ kg}$      | Empuje de sobrecarga    |
| $F_{h3} = 3787.1 \text{ kg}$     | Mononobe Okabe          |
| $\Sigma F_h = 9946.4 \text{ kg}$ |                         |

**Momentos horizontales**

- |                                     |                                     |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| $M_{h1} = 10919.7 \text{ kg}_m$     | Momento por empuje activo de tierra |
| $M_{h2} = 7496 \text{ kg}_m$        | Momento por empuje de sobrecarga    |
| $M_{h3} = 13886.2 \text{ kg}_m$     | Momento por Mononobe Okabe          |
| $\Sigma M_h = 32302.2 \text{ kg}_m$ | (Actuantes)                         |

**Fuerzas Verticales**

- |                            |   |
|----------------------------|---|
| $W_1 = 4128.0 \text{ kg}$  | Peso de la cimentacion                        |
| $W_2 = 1224.0 \text{ kg}$  | Peso de la seccion triangular de la pantalla  |
| $W_3 = 3672.0 \text{ kg}$  | Peso de la seccion rectangular de la pantalla |
| $W_4 = 23664.0 \text{ kg}$ | Peso del relleno                              |
| $S/C = 435.0 \text{ kg}$   | Peso de la sobrecarga                         |

**Momentos verticales**

- |                                |
|--------------------------------|
| $M_{v1} = 8875.2 \text{ kg}_m$ |
| $M_{v2} = 1264.8 \text{ kg}_m$ |
| $M_{v3} = 4590.0 \text{ kg}_m$ |
| $M_{v4} = 67442 \text{ kg}_m$  |
| $M_{sc} = 1239.8 \text{ kg}_m$ |

### 03.01. FACTOR DE SEGURIDAD DEL MURO POR VOLTEO

$$F.S = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} = \frac{83412.2}{32302} = 2.58 > 2.00$$

factor de seguridad

**Cumple**

### 03.02. FACTOR DE SEGURIDAD DEL MURO POR DESLIZAMIENTO

$$F.S = \frac{\mu_{ct} \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{18217.7}{9946.4} = 1.83 > 1.50$$

factor de seguridad

**Cumple**

### 03.03. VERIFICACION DE LA PRESION DEL SUELO

Punto de paso de la resultante y verificación de la excentricidad

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{51110}{33123} = 1.54 \text{ m}$$

$$e = 0.5B - x = 0.61 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.72 \text{ m}$$

**Cumple**

Reacciones del terreno sobre el muro y verificación de la capacidad portante

$$q_{1,2} = \left( \frac{P}{S} L \right) \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_1 = 1.423 \text{ kg/cm}^2 < 2.20 \text{ kg/cm}^2$$

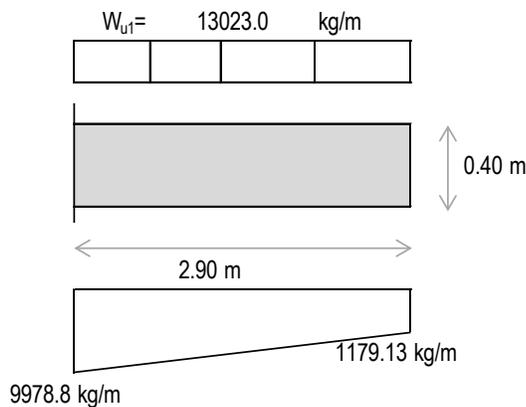
**Cumple**

$$q_2 = 0.1 \text{ kg/cm}^2 < 2.20 \text{ kg/cm}^2$$

**Cumple**

## 07. DISEÑO DE LA ARMADURA DEL TALON

Talón posterior:



COMBINACIÓN CRITICA 1.4 CM + 1.7 CV

$$W_{u1} = 13023 \text{ kg/m}$$

El momento ultimo:

$$M_u = 25364.5 \text{ kg-m}$$

Peralte efectivo

$$d = 0.33 \text{ m}$$

El area de acero requerida será:  $M_u = 0.9 * b * d^2 * f_c * w(1 - 0.59 * w)$

$$w_1 = 1.5566$$

$$w_2 = 0.1383$$

$$r = 0.0069$$

$$A_s = 22.48 \text{ cm}^2$$

Acero minimo

$$A_{min} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.00 \text{ cm}^2$$

La distribucion del acero principal sera:

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
---	------	------	------	------	------	----

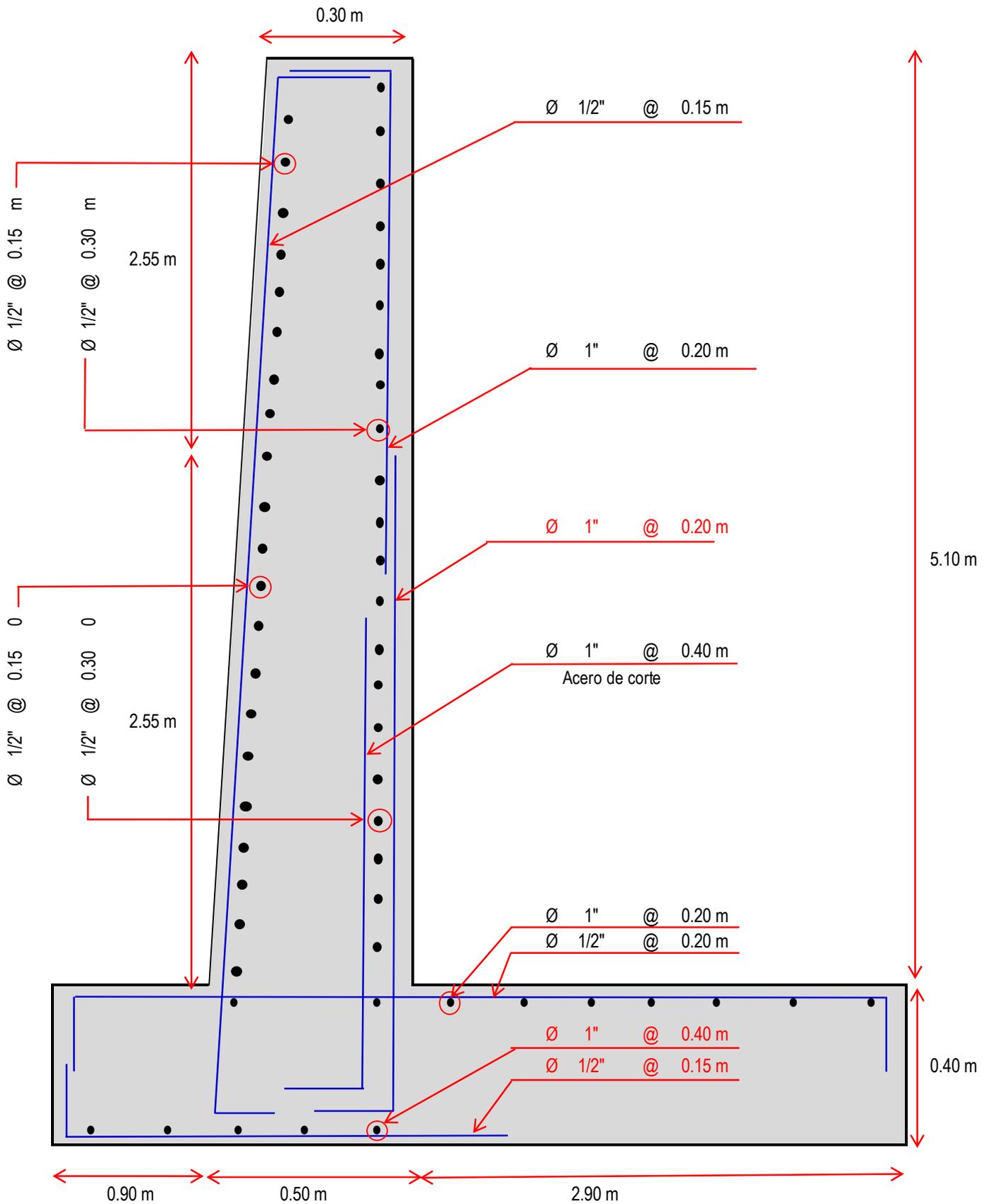
$$A_s = 22.48 \text{ cm}^2$$

s	3.1581	5.649	8.807095	12.6769	17.25835	22.5515
---	--------	-------	----------	---------	----------	---------

Ø	1"	@	0.20 m
---	----	---	--------

### 09. ESQUEMA FINAL DE DISTRIBUCION DE ACERO EN EL MURO

Las medidas finales del muro de contencion, y la distribucion de los refuerzos de acero se muestran en el siguiente grafico:



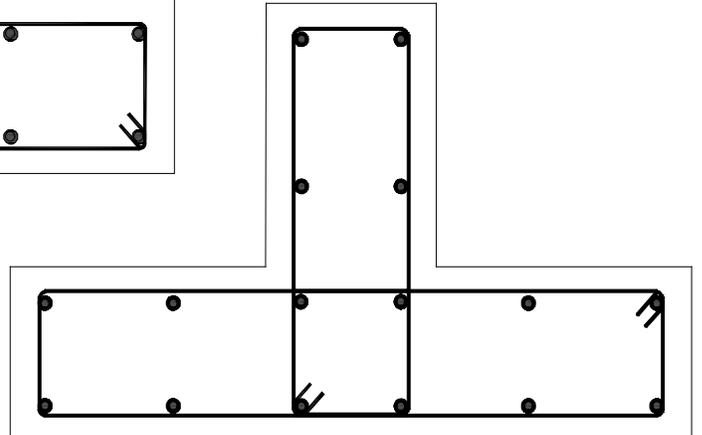
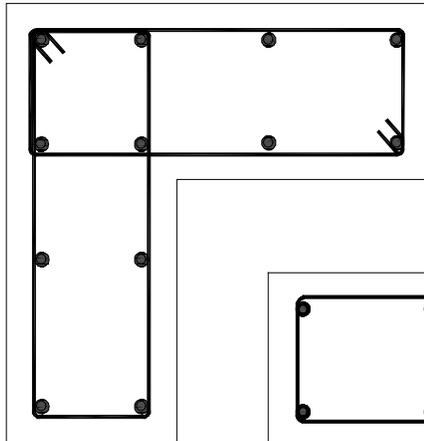
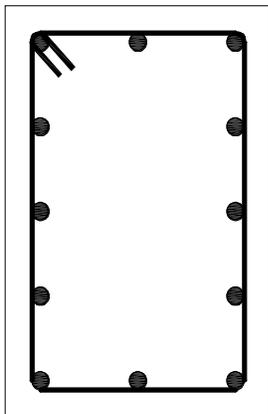
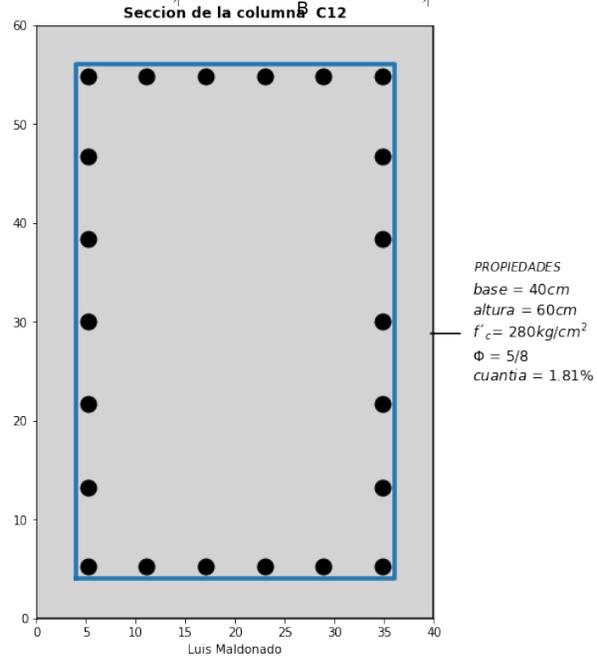
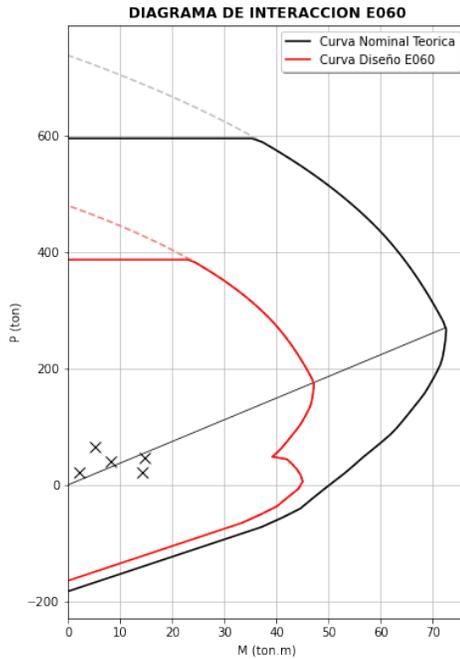
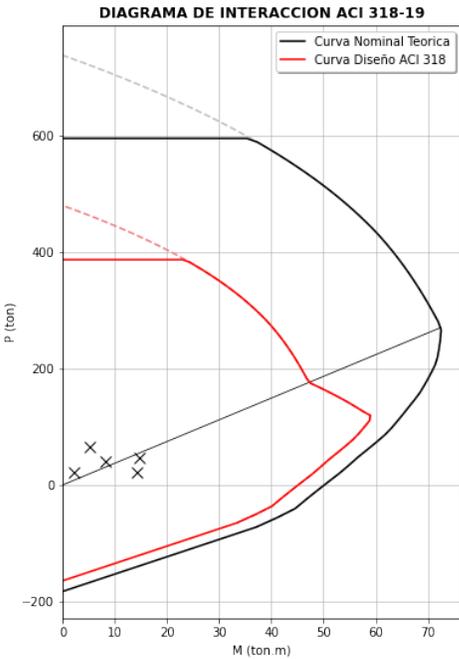
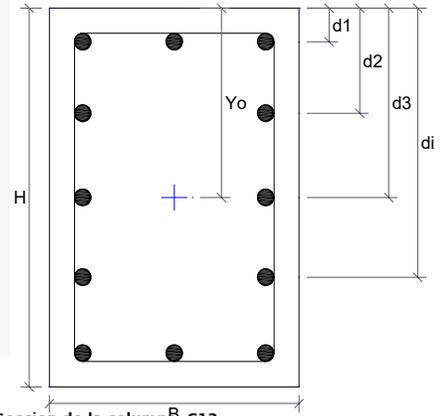
# PUBLICACIONES ANTERIORES

## DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNAS

### Ingreso de Datos

```

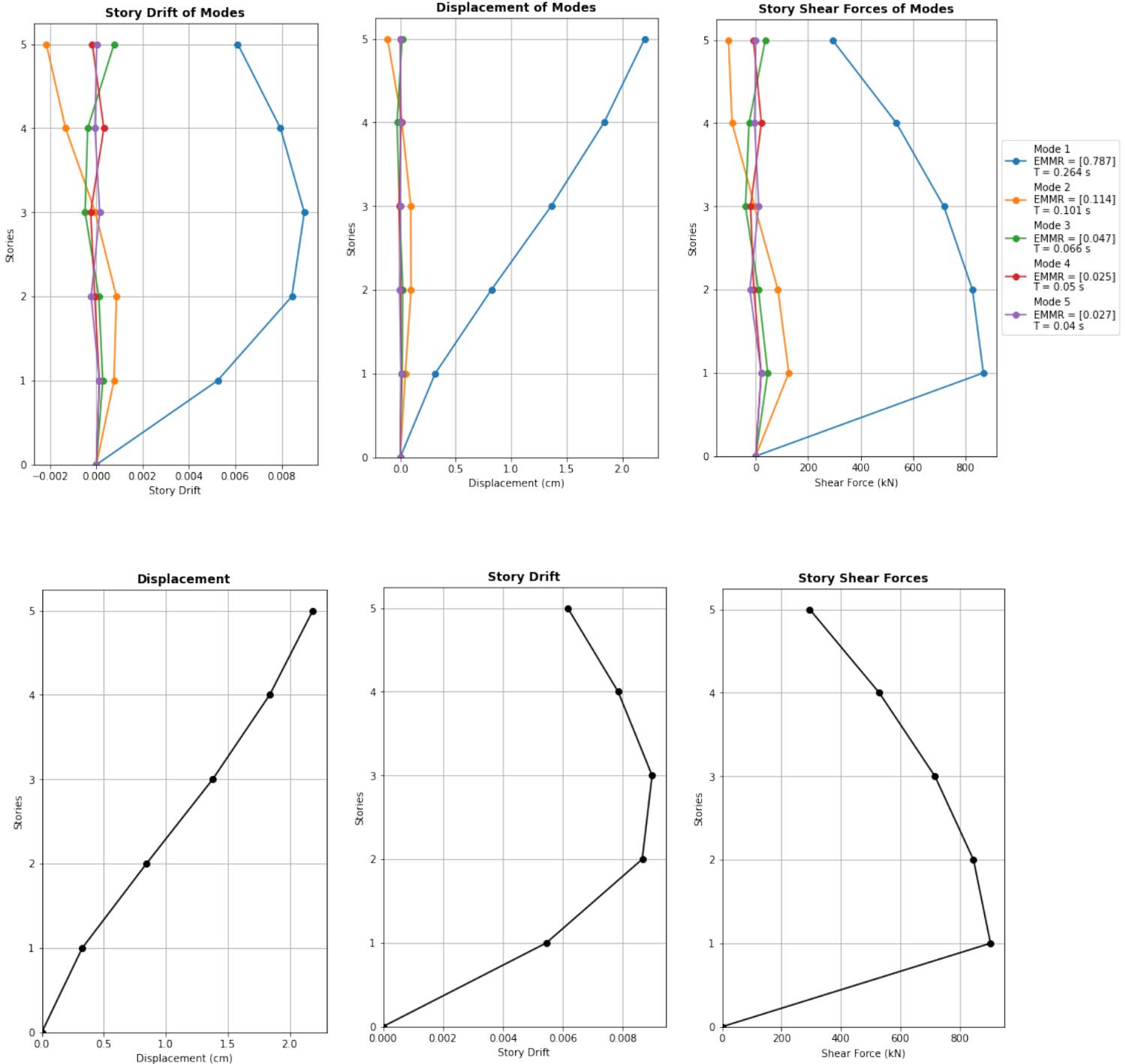
recubrimiento=5      #cm
fc=280               #kg/cm2      #Resistencia a la compresion del concreto
fy=4200              #kg/cm2      #Resistencia a la fluencia del acero
Es=2.00*10**6        #kg/cm2      #Modulo de elasticidad del acero
base=40               #cm
altura=60             #cm
numero_aceros_x=6
numero_aceros_y=7
diametros="5/8"      #pulg "1/4"  "3/8"  "1/2"  "5/8"  "3/4"  "1"
carga_momento=[14.5,5,2,8,14.1] #ton.m
carga_compresion=[48,67.2,22,42,22] #ton
etiqueta="C12"
    
```



# ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

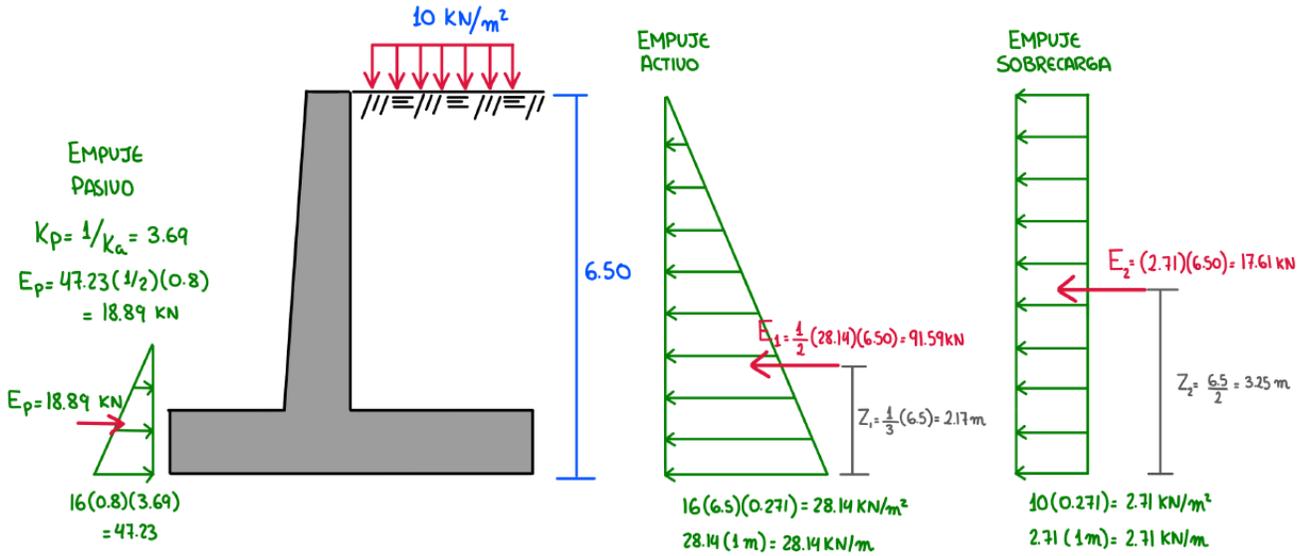
## Ingreso de Datos

$h = 255 \text{ #cm}$   
 $k = [34078, 20120, 16415, 13872, 9848] \text{ #kN/cm}$   
 $m = [2.9, 2.9, 2.9, 2.9, 2.9] \text{ #kN-s}^2/\text{cm}$   
 Soil, Zona, U, R = "Rigid", 4, 1.0, 5  
 $C_d = 0.85 * R$



# CALCULO ACADÉMICO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN MURO CONTENCIÓN EN VOLADIZO

## CALCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES

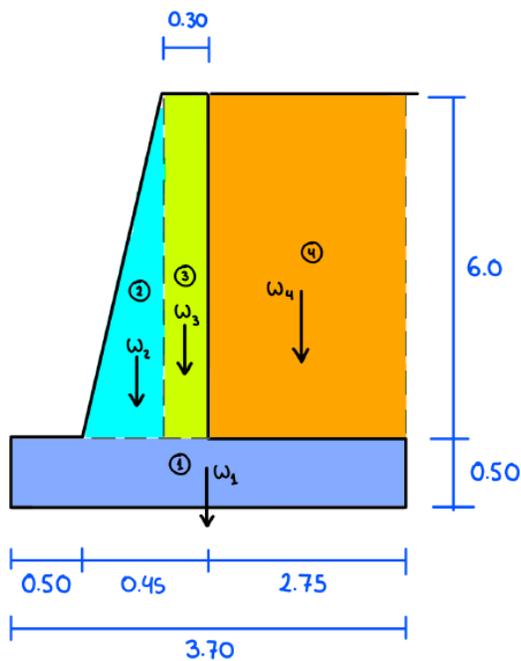


$F_H$ (KN)	$Z$ (m)	$M_o$ (KN.m)
91.59	2.17	198.75
17.61	3.25	57.23

$$\sum F_H = 109.2$$

$$\sum M_o = 255.98$$

## Calculo de las fuerzas verticales



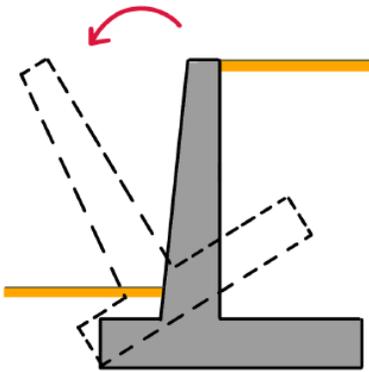
SECCION	AREA (m²)	$\omega_i$ (KN)
①	$3.70(0.50) = 1.85$	$24(1.85) = 44.4$
②	$\frac{1}{2}(0.15)(6.0) = 0.45$	$24(0.45) = 10.8$
③	$0.30(6.0) = 1.80$	$24(1.80) = 43.2$
④	$2.75(6.0) = 16.50$	$16(16.50) = 264$

$F_v$ (KN)	$Z$ (m)	$M_r$ (KN.m)
44.4	1.85	82.14
10.8	0.60	6.48
43.2	0.80	34.56
264	2.325	613.80

$$\sum F_H = 362.4$$

$$\sum M_o = 736.98$$

### Revisión de factor de seguridad a vuelco

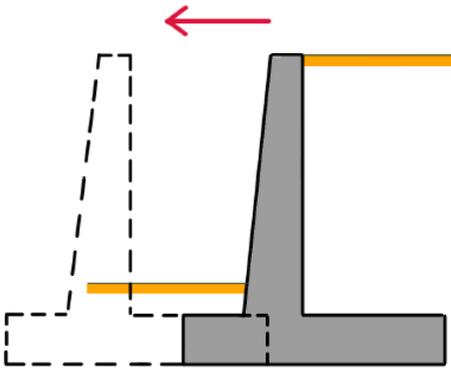


$$F_{sv} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

$$= \frac{736.98}{255.98} = 2.88$$

$$F_{sv} = 2.88 > 1.50 \quad \checkmark \text{ OK!}$$

### Revisión del deslizamiento del muro



PARA CALCULAR EL ANGULO DE FRICCIÓN SUELO ESTRUCTURA

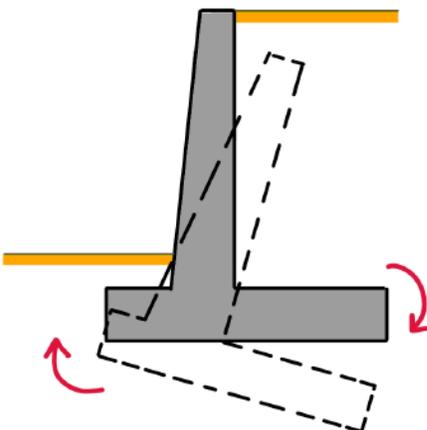
$$K_1 = K_2 \approx 2/3$$

$$\sum F_R = \sum F_v \tan(K_1 \phi_2) + B(\frac{1}{2} C_2) + E_p$$

$$= 362.4 \tan\left(\frac{2}{3} 35^\circ\right) + 18.89 = 175.21 \text{ kN}$$

$$F_{sv} = \frac{\sum F_R}{\sum F_o} = \frac{175.21}{109.2} = 1.60 > 1.50 \quad \checkmark \text{ OK!}$$

### Revisión del factor de capacidad de carga



$$F_{sc\bar{c}} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

- MEYERHOF
- BRINCH HANSEN
- ESTUDIO DE SUELO

- DISTRIBUCION LINEAL
- DISTRIBUCION RECTANGULAR

CALCULO DE LA EXCÉNTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{3.70}{2} - 1.327$$

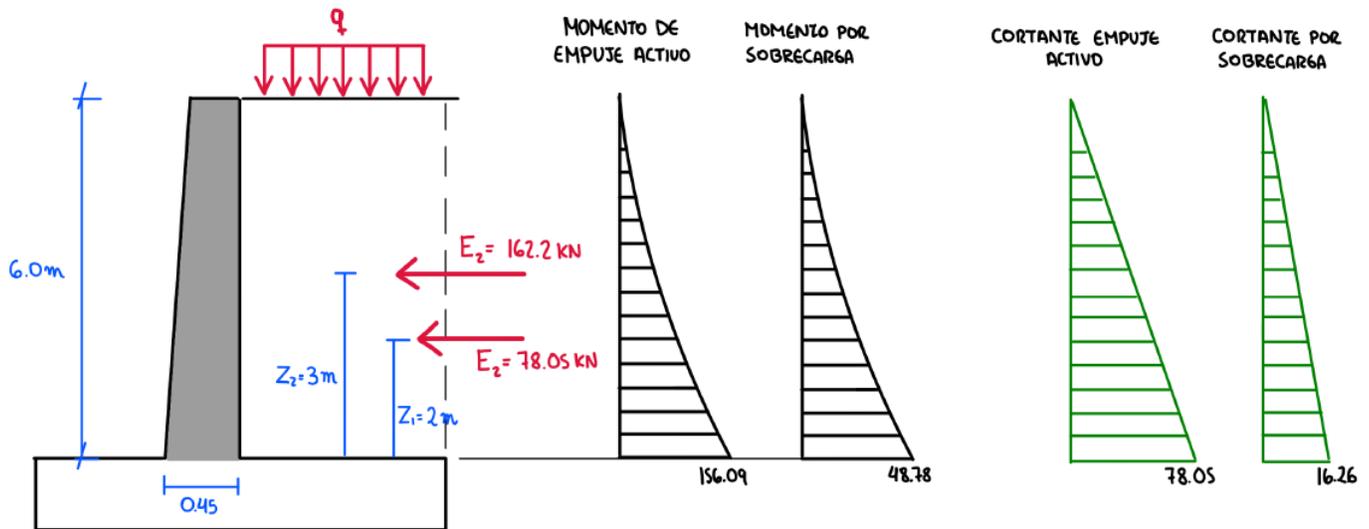
$$e = 0.523$$

$$\bar{x} = \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum F_v}$$

$$\bar{x} = \frac{736.98 - 255.98}{362.4}$$

$$\bar{x} = 1.327$$

# Diseño de la Pantalla



EMPUJE DEL SUELO  $E_1$

$$E_1 = \frac{1}{2}(16)(6.0)^2(0.271) = 78.048 \text{ kN}$$

$$Z_1 = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

EMPUJE POR SOBRECARGA

$$E_2 = 10(6)(0.271) = 16.26 \text{ kN}$$

$$Z_2 = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V_u = 1.6(78.05 + 16.26) = 150.89 \text{ kN}$$

$$d = 45 - 5 - \frac{1.6}{2} = 39.2 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd = 305.4 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75(305.4) = 229.05 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \checkmark \quad \text{OK!}$$

CALCULO DE LA ARMADURA VERTICAL DE LA PANTALLA

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = 1.6(204.87) = 327.79 \text{ kN}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0.85f'_c\beta_1cb\left(h - \frac{\beta_1c}{2}\right)$$

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{327.79}{0.9} = 364.211 \text{ kN}$$

(kN·mm)

$$364210000 = 0.85(21)(0.85)(1000)c\left(392 - \frac{0.85c}{2}\right)$$

$$c = 6595 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003\left(\frac{39.2 - 6.59}{6.59}\right) = 0.0148$$

$$A_s = \frac{0.85f'_c\beta_1cb}{f_y} = \frac{0.85(21)}{4200}(0.85)(659)(1000) = 23.8 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{(100)3.14}{23.8} = 13.2 \text{ cm}$$

$$N_b = \frac{23.8}{3.14} = 7.58 \approx 8 \text{ BARRAS}$$

$$8 \phi 20 \text{ @ } 13 \text{ cm/m}$$

