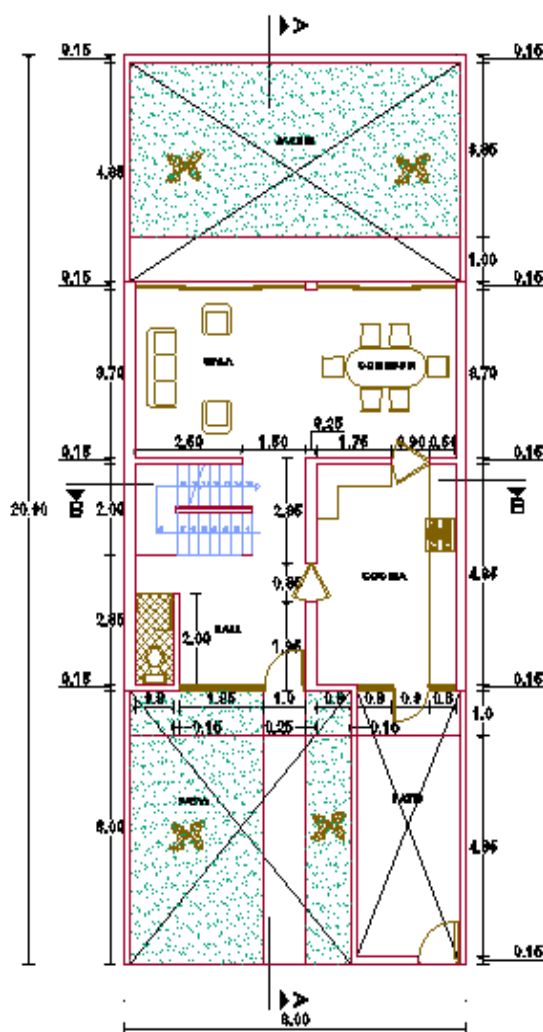
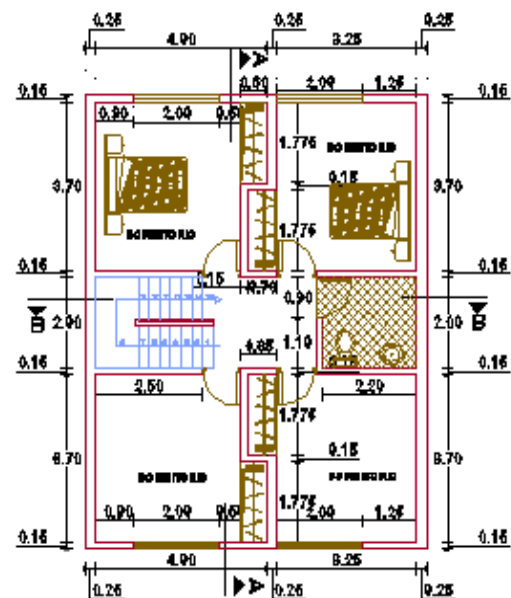


DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA ECONÓMICA DE 160m² DE ÁREA TECHADA.



PRIMERA PLANTA



SEGUNDA PLANTA

INGENIERO GENARO DELGADO CONTRERAS

**A Lina, María y
Kelly; ya que
sin ellas, este
libro no estaría
en tus manos**

La presentación y disposición de
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA
ECONÓMICA DE 160m² DE ÁREA TECHADA,**
son propiedad del autor.

Cuarta Edición : Septiembre de 1993

Quinta Edición : Diciembre de 1994

Sexta Edición : Enero de 1997

Sétima Edición : Abril de 2008

Impreso en Perú

PRÓLOGO

Es para **EDICIVIL** una gran satisfacción presentar el libro **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA ECONÓMICA DE 160m² DE ÁREA TECHADA**.

El segundo tomo de “**Diseño Estructural de Viviendas Económicas**”, tiene como principal objetivo profundizar los conocimientos del tomo primero y hacerlo extensivo para el diseño estructural de una vivienda económica de 160m² de Área Techada.

En esta obra hemos omitido los fundamentos teóricos, haciendo hincapié más en la parte práctica del diseño estructural. Cualquier duda o consulta con respecto a la metodología les sugerimos revisar el tomo primero “**Diseño Estructural de Viviendas Económicas**”.

La presente publicación basada en las primeras ediciones, ha tenido los cambios de acuerdo a la nueva norma Sismorresistente y de Albañilería.

En esta edición hacemos el diseño de una vivienda de dos plantas de 160.00m² con las normas vigentes y con un estilo simple y asequible para los futuros ingenieros civiles, arquitectos y personas interesadas en el tema; para que puedan tener una secuencia lógica, para cuando deseen diseñar una estructura de este tipo.

La vivienda que analizamos es una vivienda de Albañilería Confinada de dos plantas, en la que hacemos el diseño integral de esta estructura.

Un agradecimiento muy sincero a la srta. Ing. Elena Quevedo Haro, por la revisión y diagramación de la presente obra; asimismo, hago extensivo mi agradecimiento a la Srta. Claudia Senmache Barraza, por los tipeos realizados.

Esperando que esta obra sirva de consulta y guía a los colegas, estudiantes y personas interesadas, que hayan hecho del Diseño Estructural su más hermosa actividad, hago presente la invitación para recibir toda clase de sugerencias que enriquezcan esta obra en una próxima edición.

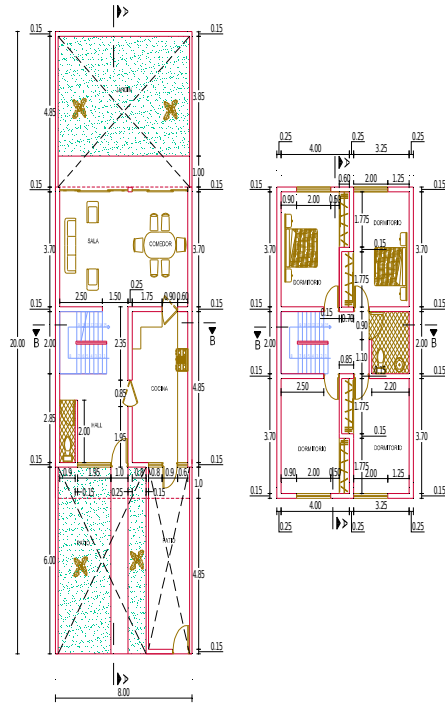
GENARO DELGADO CONTRERAS

Lima, Abril de 2008.

CONTENIDO

▪ Cálculo de la fuerza horizontal H	1
▪ Rigideces de Muros	
Centro de Rigideces	
Centro de Masas	12
▪ Corrección por torsión	
Cálculo del momento Polar de Inercia.	
Cálculo de los cortantes finales	29
▪ Cálculo del esfuerzo de compresión por carga muerta	39
▪ Chequeo al corte	44
▪ Diseño de losa aligerada	54
▪ Diseño de vigas chatas y peraltadas	62
▪ Diseño estructural de una escalera de dos tramos	71
▪ Diseño de la cimentación	78
▪ Diseño de muros de cerco	86
▪ Planos	

DISTRIBUCIÓN



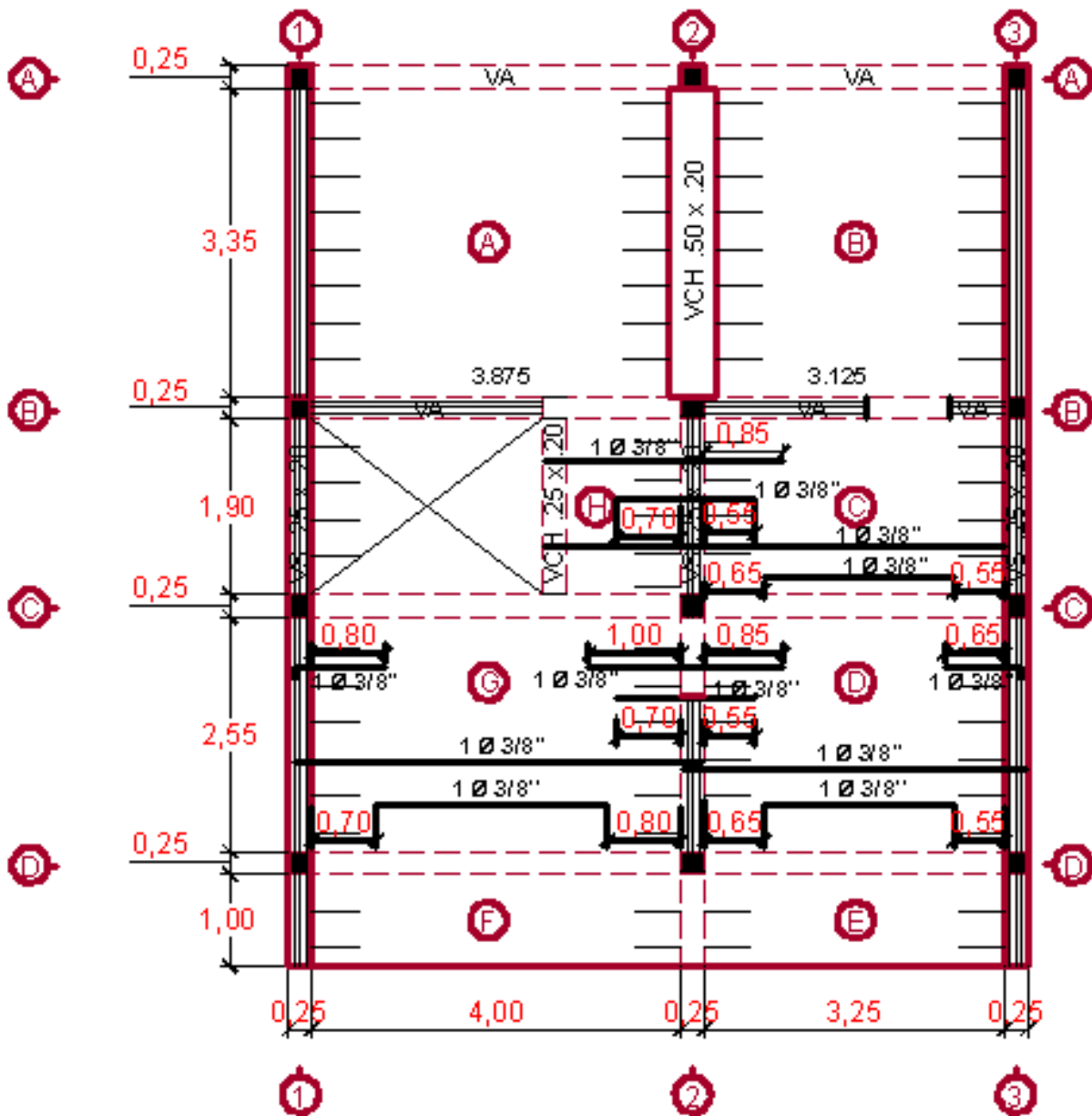
PRIMERA PLANTA

SEGUNDA PLANTA

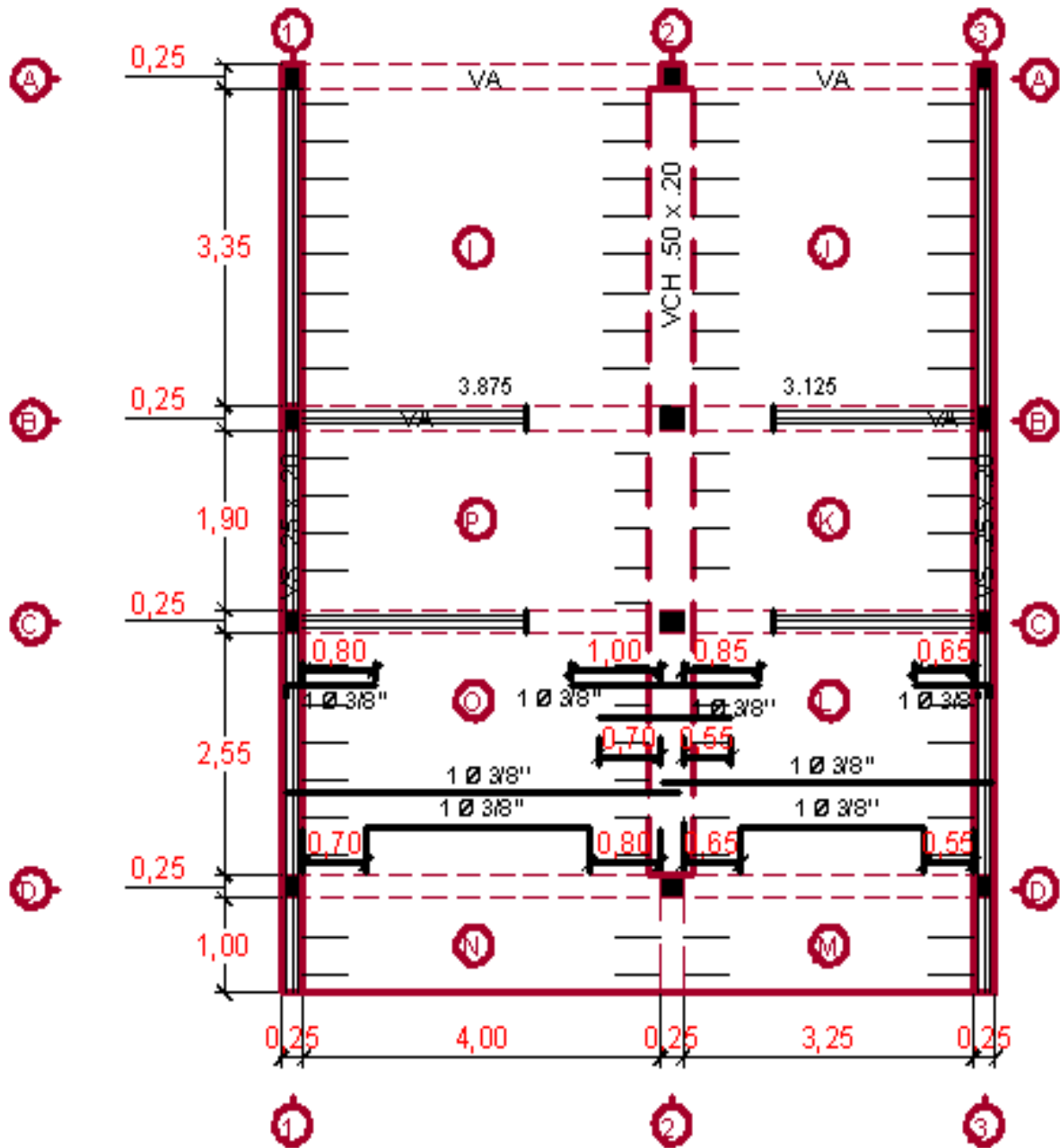


**CÁLCULO DE LA FUERZA
HORIZONTAL H**

PRIMER PISO



SEGUNDO PISO



PESO DE LA ESTRUCTURA PARA CALCULAR

LA FUERZA HORIZONTAL “H”

1. METRADO DE LOSA ALIGERADA (m²)

<u>PRIMER PISO</u>			<u>SEGUNDO PISO</u>		
A	3.875×3.550	=13.756	I	3.875×3.550	=13.756
B	3.125×3.550	=11.094	J	3.125×3.550	=11.094
C	3.250×1.900	=6.175	K	3.125×1.900	=5.938
D	3.250×2.550	=8.288	L	3.125×2.550	=7.969
E	3.250×1.000	=3.250	M	3.250×1.000	=3.250
F	4.000×1.000	=4.000	N	4.000×1.000	=4.000
G	4.000×2.500	=10.200	O	3.875×2.550	=9.881
H	4.000×1.900	=7.600	P	3.875×1.900	=7.363
<hr style="width: 100%;"/>			<hr style="width: 100%;"/>		
64.363m ²			63.251m ²		

Peso de la losa (de espesor 0.20m): 300 kg/m²

$$\text{Primer piso} \quad 64.363m^2 \times 300.000 \frac{kg}{m^2} = 19308.9kg$$

$$\text{Segundo piso} \quad 63.251m^2 \times 300.000 \frac{kg}{m^2} = 18975.3kg$$

NOTA:

En el aligerado H hemos medrado toda la losa aligerada para compensar el peso de la escalera.

2. ACABADOS Y LADRILLO PASTELERO

En el primer nivel metramos los pisos, y en el segundo el ladrillo pastelero. Para ambos casos trabajamos con 100 kg/m².

$$\text{Área de ladrillo pastelero} \quad 8.00 \times 10.00 = 80.00m^2$$

$$80.000m^2 \times 100.000 \frac{kg}{m^2} = 8000kg$$

Área de pisos = área techada – área de muros 2º piso

$$8.00 \times 10.00 - (23.25 \times 0.15 + 21.65 \times 0.25) = 71.10m^2$$

$$71.100m^2 \times 100.000 \frac{kg}{m^2} = 7110.00kg$$

3. VIGAS SOLERAS Y DINDELES

PRIMER PISO

Eje 1-1 entre ejes A-A, D-D	$0.25 \times 0.20 \times 9.00$	$= 0.450m^3$
Eje 2-2 entre ejes B-B, D-D	$0.25 \times 0.20 \times 4.35$	$= 0.218m^3$
DINDEL	$0.25 \times 0.20 \times 0.85$	$= 0.043m^3$
Eje 3-3 entre ejes A-A, D-D	$0.25 \times 0.20 \times 9.00$	$= 0.450m^3$
		$1.161m^3$

Peso de vigas soleras $2400.00 kg/m^3 \times 1.161m^3 = 2.786.4kg$

SEGUNDO PISO

Eje 1-1 entre ejes A-A, D-D	$0.25 \times 0.20 \times 9.00$	$= 0.450m^3$
Eje 3-3 entre ejes A-A, D-D	$0.25 \times 0.20 \times 9.00$	$= 0.450m^3$
		$0.900m^3$

Peso de vigas soleras $2400.00 kg/m^3 \times 0.900m^3 = 2160.00kg$

4. VIGAS DE AMARRE

PRIMER PISO (m³)

Eje A-A entre ejes 1-1, 3-3	$0.25 \times 0.20 \times 7.50$	$= 0.375m^3$
Eje B-B entre ejes 1-1, 2-2	$0.25 \times 0.20 \times 4.00$	$= 0.200m^3$
Eje B-B entre ejes 2-2, 3-3	$0.25 \times 0.20 \times 3.25$	$= 0.163m^3$
Eje C-C entre ejes 1-1, 2-2	$0.25 \times 0.20 \times 4.00$	$= 0.200m^3$
Eje C-C entre ejes 2-2, 3-3	$0.25 \times 0.20 \times 3.25$	$= 0.163m^3$
Eje D-D entre ejes 1-1, 2-2	$0.25 \times 0.20 \times 4.00$	$= 0.200m^3$
Eje B-B entre ejes 2-2, 3-3	$0.25 \times 0.20 \times 3.25$	$= 0.163m^3$
		$1.464m^3$

Peso $2400.00 kg/m^3 \times 1.464m^3 = 3513.6kg$

SEGUNDO PISO (m³)

Las vigas de amarre del segundo piso son iguales al primero.

5. VIGAS CHATAS

PRIMER PISO

$$\begin{aligned} \text{Eje 2-2 entre ejes A-A, B-B} & \quad 0.50 \times 0.20 \times 3.55 = 0.355m^3 \\ \text{Eje B-B, eje C-C, eje 1-1, ejes 2-2} & \quad 0.25 \times 0.20 \times 1.90 = 0.095m^3 \\ & \quad 0.450m^3 \end{aligned}$$

$$\text{Peso } 2400.00 \text{ kg/m}^3 \times 0.450m^3 = 1080.00\text{kg}$$

SEGUNDO PISO

$$\text{Eje 2-2 entre ejes A-A, D-D} \quad 0.50 \times 0.20 \times 0.90 = 0.900m^3$$

$$\text{Peso } 2400.00 \text{ kg/m}^3 \times 0.900m^3 = 2160.00\text{kg}$$

6. COLUMNAS

Hay 12 columnas de 2.50m de alto.

$$\begin{aligned} \text{Primer piso} & \quad 12 \times 2400.00 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.50 = 4500.00m^3 \\ \text{Segundo piso} & \quad 12 \times 2400.00 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.50 = 4500.00m^3 \end{aligned}$$

7. SOBRECARGAS

$$\begin{aligned} \text{Primer piso} & \quad 0.25 \times 200.00(8.00 \times 10.00 - 9.60) = 3520.00m^3 \\ \text{Segundo piso} & \quad 0.25 \times 150.00(8.00 \times 10.00) = 3000.00m^3 \end{aligned}$$

8. VIGAS

$$\begin{aligned} \text{Primer piso} & \quad 3 \times 0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400.00 = 900.00m^3 \\ \text{Segundo piso} & \quad 3 \times 0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400.00 = 900.00m^3 \end{aligned}$$

9. MUROS

Muros paralelos a la fachada (Dirección X)				Muros perpendiculares a la fachada (Dirección Y)			
PRIMER PISO				PRIMER PISO			
Especificación		e = 0.15m	e = 0.25m	Especificación		e = 0.15m	e = 0.25m
Eje B-B	Muro 2	2.50		Eje 1-1	Muro 1		8.00
	Muro 3	1.75		Eje 2-2	Muro 9		1.85
	Muro 4	0.60			Muro 10		1.70
Eje D-D	Muro 7	0.90		Eje D-D	Muro 5		8.00
	Muro 6	0.95			Muro 8	2.15	
			6.70	---			2.15
SEGUNDO PISO				SEGUNDO PISO			

Especificación		<i>e = 0.15m</i>	<i>e = 0.25m</i>	Especificación		<i>e = 0.15m</i>	<i>e = 0.25m</i>
Eje A-A	Muro 2	0.90		Eje 1-1	Muro 1		9.00
	Muro 3	1.10			Muro 15	1.925	
	Muro 4	1.25			Muro 18	1.925	
	Muro 21	0.45		Eje D-D	Muro 11		1.825
Eje B-B	Muro 10	2.50			Muro 14		1.825
	Muro 19	0.60			Muro 16	1.10	
	Muro 12	2.35		Muro 5		9.00	
Eje C-C	Muro 9	2.50					
	Muro 20	0.60					
	Muro 13	2.35					
	Muro 17	0.45					
Eje D-D	Muro 8	0.90					
	Muro 7	1.10					
	Muro 6	1.25					
		18.30	---			4.95	21.65

LONGITUD DE MUROS

PRIMER PISO

$$\begin{array}{lll}
 e = 0.15m & L = 6.70m + 2.15m & = 8.85m \\
 e = 0.25m & L = 0m + 19.55m & = 19.55m
 \end{array}$$

PESO DE MURO

$$(8.85m \times 0.15m + 19.55m \times 0.25m) \times 2.50m \times 1800 \text{ kg/m}^3 = 27967.5 \text{ kg}$$

Peso de alfeizar: 3023.5kg

SEGUNDO PISO

$$\begin{array}{lll}
 e = 0.15m & L = 18.30m + 4.95m & = 23.25m \\
 e = 0.25m & L = 0m + 21.65m & = 21.65m
 \end{array}$$

PESO DE MURO

$$(23.25m \times 0.15m + 21.65m \times 0.25m) \times 2.50m \times 1800 \text{ kg/m}^3 = 39375.0\text{kg}$$

Peso de alfeizar: 3825.0kg

PESO TOTAL

Especificación	Primer piso (kg)	Segundo piso (kg)	TOTAL (kg)
1. Losa aligerada	19308.90	18975.30	38284.20
2. Ladrillo pastelero y acabados	7110.00	8000.00	15110.00
3. Vigas soleras y dinteles	2786.40	2160.00	4946.40
4. Vigas de amarre	3513.60	3513.60	7027.20
5. Vigas chatas	1080.00	2160.00	3240.00
6. Columnas	4500.00	4500.00	9000.00
7. Sobrecargas	3520.00	3000.00	6520.00
8. Vigas	900.00	900.00	1800.00
9. Muros y alfeizar	30991.00	43200.00	74191.00
	73709.90	86408.90	160118.80

CÁLCULO DE LA FUERZA POR SISMO

$$H = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R_d} \cdot P$$

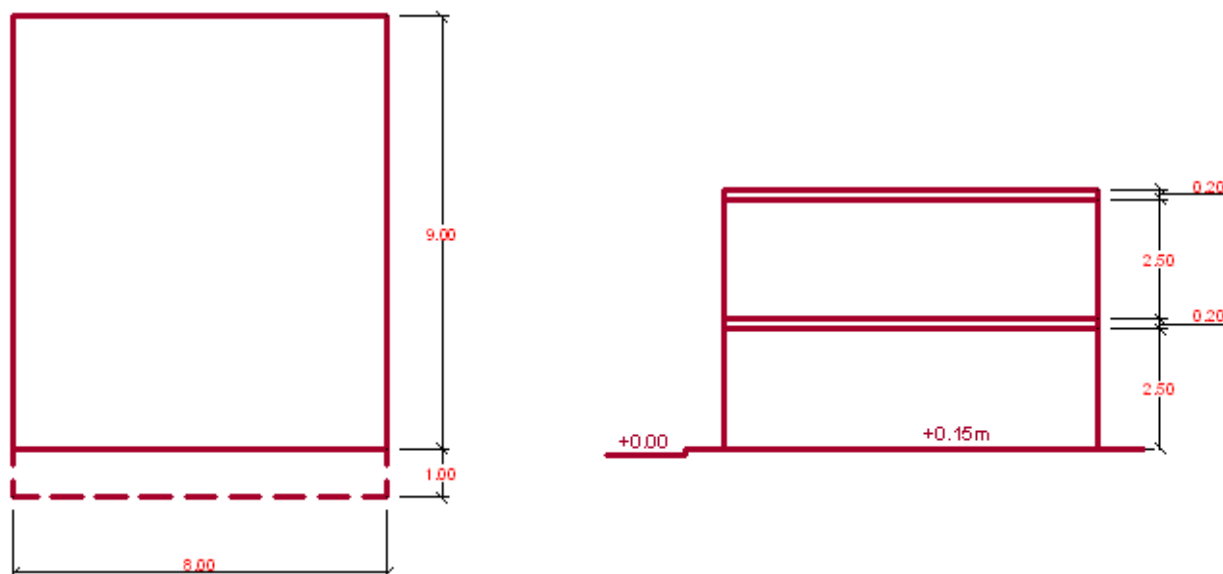
Z = 0.40 por ser zona sísmica 3

U = 1.00 por ser casa – habitación según el Reglamento es categoría C

S = 1.20 por ser suelo intermedio

R_d = 3.00 por ser construcción de albañilería confinada

CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA



$$H = 5.40m$$

$$D_x = 8.00, \quad D_y = 9.00$$

Para el D_y se considera el largo, sin considerar la zona de voladizo.

Para el cálculo utilizaremos la NORMA E.030 – RNE.

El valor de “C” se define como el factor de amplificación sísmica de la respuesta estructural respecto de la aceleración y se obtiene calculando:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

Donde:

T_p : 0.60; considerando para un suelo tipo S_2 intermedio. (Según Tabla N° 2 Norma E.030)

T es el periodo fundamental de vibración para cada dirección (según Artículo 17.2 - Norma E.030) y para su cálculo se empleará la fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n : altura de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

C_T : 60 para estructuras de mampostería o estructuras fundamentalmente de muros de corte.

$$T_x = \frac{5.40}{60} = 0.09$$

$$T_y = \frac{5.40}{60} = 0.09$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.09} \right) = 16.7 \text{ Pero como } C \leq 2.5, \text{ adoptamos } C = 2.5$$

Cálculo de H (fuerza cortante en la base)

$$H = \frac{ZUCS}{Rd} P = \frac{(0.40)(1.00)(1.2)(2.5)(160119.05)}{3.00}$$

$$H = 64047.62 \text{ Kg} = 64.05 \text{ Tn}$$

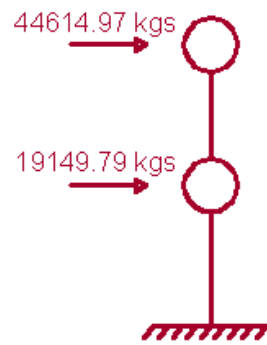
FUERZAS LATERALES EN CADA PISO

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} (H - F_a)$$

NIVEL	P_i	H_i	$P_i H_i$	F_i
2	86408.90	5.40	466608.06	44614.9688
1	73710.15	2.70	199017.405	19149.7949
	665625.465			

$$F_a = 0.07 T H \leq 0.15 H$$

$$F_a = 0.07 \times 0.09 \times 64047.62 = 403.50 \text{ kg.}$$



$$V_2 = 0.70H$$
$$V_1 = 0.30H$$



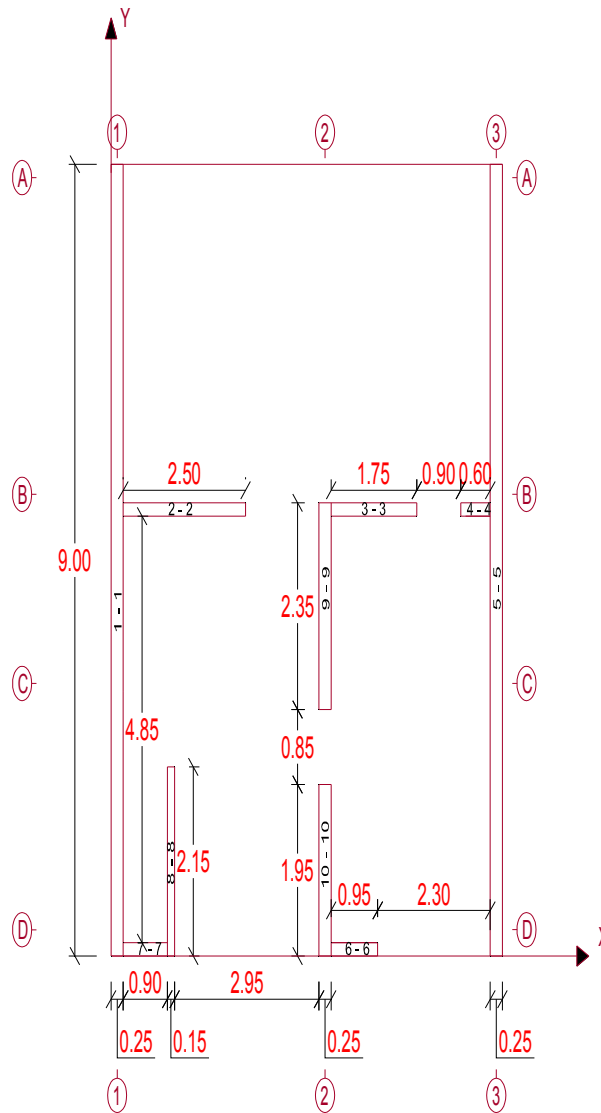
$$V_1 = F_1 + F_2 = 63764.76kg$$

$$V_2 = F_2 = 19149.79kg$$

A continuación presentamos las tablas de valores de RIGIDECES para el primer piso.

. RIGIDECES DE MUROS
. CENTRO DE RIGIDECES
. CENTRO DE MASAS
(1er Y 2do Piso)

PRIMER PISO



RIGIDECES - PRIMER PISO

Dirección X	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	1-1	9.00	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0022
	2-2	0.15	2.50	2.50	3.00	4.00	7.00	0.0214
	3-3	0.15	2.50	1.75	4.29	11.66	15.95	0.009
	4-4	0.15	2.50	0.60	12.50	289.35	301.85	0.0005
	5-5	9.00	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0022
	6-6	0.15	2.50	0.95	7.89	72.90	80.79	0.0019
	7-7	0.15	2.50	0.90	8.33	85.73	94.06	0.0016
	8-8	2.15	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
	9-9	2.35	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0006
10-10	1.95	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0005	

Dirección Y	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	1-1		0.25	2.50	9.00	0.83	0.09	0.92
2-2		2.50	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
3-3		1.758	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
4-4		0.60	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
5-5		0.25	2.50	9.00	0.83	0.09	0.92	0.2717
6-6		0.95	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
7-7		0.90	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
8-8		0.15	2.50	2.15	3.49	6.29	9.78	0.0153
9-9		0.25	2.50	2.35	3.19	4.82	8.01	0.0312
10-10		0.25	2.50	1.95	3.85	8.43	12.28	0.0204

CENTRO DE RIGIDECES – PRIMER PISO

Muro	K _x /E	K _y /E	Y (m)	X (m)	(K _x /E)y	(K _y /E)x
1 - 1	0.0022	0.2717	4.50	0.125	0.0099	0.0340
2 - 2	0.0214	0.0001	5.075	1.50	0.1086	0.0002
3 - 3	0.009	0.0001	5.075	5.375	0.0457	0.0005
4 - 4	0.005	0.0000	5.075	7.45	0.0025	0.0000
5 - 5	0.0022	0.2717	4.50	7.875	0.0099	2.1396
6 - 6	0.0019	0.0000	0.075	4.975	0.0001	0.0000
7 - 7	0.0016	0.0000	0.075	0.700	0.0001	0.0000
8 - 8	0.0001	0.0153	1.075	1.225	0.0001	0.0187
9 - 9	0.0006	0.0312	3.975	4.375	0.0024	0.1365
10 - 10	0.0005	0.204	0.975	4.375	0.0005	0.0893
Σ	0.040	0.6105			0.1798	2.4188

$$X_{CR} = \frac{2.4188}{0.6105} = 3.962 m$$

$$Y_{CR} = \frac{0.1798}{0.040} = 4.495 m$$

CENTRO DE MASAS – PRIMER PISO

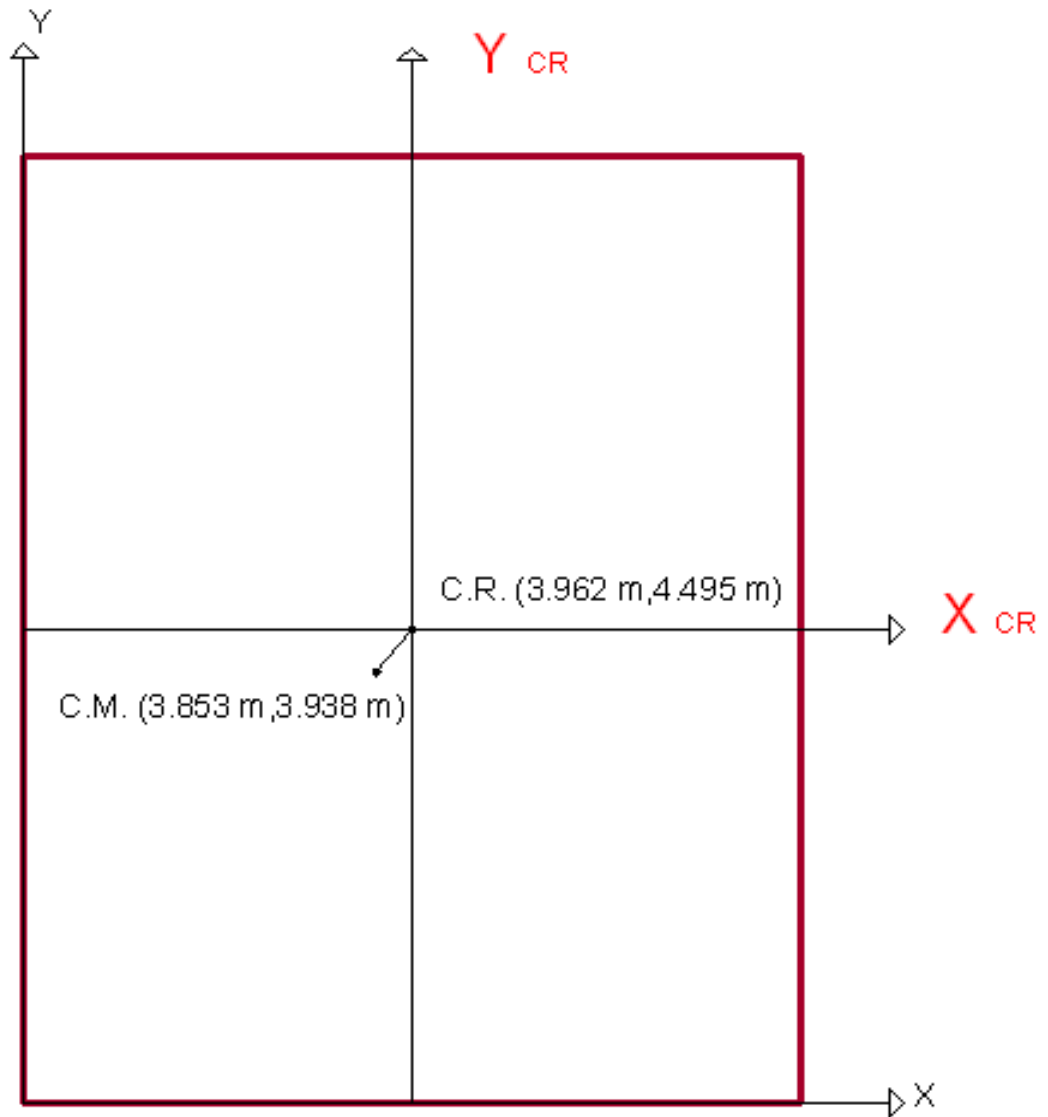
Muro	Especificación	Peso _(Tn)	Y (m)	X (m)	PY	PX
1 - 1	9.00×0.25×2.50×1.80	10.125	4.50	0.125	45.563	1.266
2 - 2	2.50×0.15×2.50×1.80	1.688	5.075	1.500	8.567	2.532
3 - 3	1.75×0.15×2.50×1.80	1.181	5.075	5.375	5.994	6.348
4 - 4	0.60×0.15×2.50×1.80	0.405	5.075	7.450	2.055	3.017
5 - 5	9.00×0.25×2.50×1.80	10.125	4.500	7.875	45.563	79.734
6 - 6	0.95×0.15×2.50×1.80	0.641	0.075	4.975	0.048	3.189
7 - 7	0.90×0.15×2.20×1.80	0.535	0.075	0.700	0.040	0.375
8 - 8	2.15×0.15×2.50×1.80	1.541	1.075	1.225	1.560	1.777
9 - 9	2.35×0.25×2.50×1.80	2.644	3.975	4.375	10.510	11.568
10 - 10	1.95×0.25×2.50×1.80	2.194	0.975	4.375	2.139	9.599
Σ		30.989			122.039	119.405

$$X_{CM} = \frac{119.405}{30.989} = 3.853 \text{ m}$$

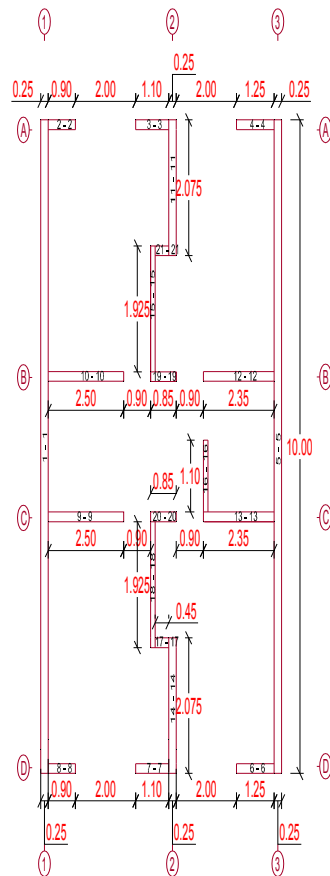
$$Y_{CM} = \frac{122.039}{30.989} = 3.938 \text{ m}$$

CENTRO DE MASAS Y DE RIGIDECES

PRIMER PISO



SEGUNDO PISO



RIGIDECES - SEGUNDO PISO

Dirección X	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	1-1	10.00	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0025
	2-2	0.15	2.50	0.90	8.33	85.73	94.06	0.0016
	3-3	0.15	2.50	1.10	6.82	46.96	53.78	0.0028
	4-4	0.15	2.50	1.25	6.00	32.00	38.00	0.0039
	5-5	10.00	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0025
	6-6	0.15	2.50	1.25	6.00	32.00	38.00	0.0039
	7-7	0.15	2.50	1.10	6.82	46.96	53.78	0.0028
	8-8	0.15	2.50	0.90	8.33	85.73	94.06	0.0016
	9-9	0.15	2.50	2.50	3.00	4.00	7.00	0.0214
10-10	0.15	2.50	2.50	3.00	4.00	7.00	0.0214	

Dirección X	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	11-11	2.075	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0005
	12-12	0.15	2.50	2.35	3.19	4.82	8.01	0.0187
	13-13	0.15	2.50	2.35	3.19	4.82	8.01	0.0187
	14-14	2.075	2.50	0.25	30.00	4000.00	4030.00	0.0005
	15-15	1.925	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
	16-16	1.10	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	17-17	0.15	2.50	0.45	16.67	685.87	702.54	0.0002
	18-18	1.925	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
	19-19	0.15	2.50	0.85	8.82	101.77	110.59	0.0014
20-20	0.15	2.50	0.85	8.82	101.77	110.59	0.0014	
21-21	0.15	2.50	0.45	16.67	685.87	702.54	0.0002	

Dirección Y	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	1-1	0.25	2.50	10.00	0.75	0.06	0.81	0.3086
	2-2	0.90	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	3-3	1.10	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	4-4	1.25	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	5-5	0.25	2.50	10.00	0.75	0.06	0.81	0.3086
	6-6	1.25	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	7-7	1.10	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	8-8	0.90	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
	9-9	2.50	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
10-10	2.50	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001	

Dirección Y	Muro	$e(m)$	$h(m)$	$\ell(m)$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)$	$4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$3\left(\frac{h}{\ell}\right)+4\left(\frac{h}{\ell}\right)^3$	$\frac{K_x}{E}$
	11-11		0.25	2.50	2.075	3.61	7.00	10.61
12-12		2.35	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0001
13-13		2.35	2.50	0.15	50.00	18.518.52	18568.52	0.0001
14-14		0.25	2.50	2.075	3.61	7.00	10.60	0.0236
15-15		0.15	2.50	1.925	3.90	8.76	12.66	0.0118
16-16		0.15	2.50	1.10	6.82	46.96	53.78	0.0028
17-17		0.45	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
18-18		0.15	2.50	1.925	3.90	8.76	12.66	0.0118
19-19		0.85	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
20-20		0.85	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000
21-21		0.45	2.50	0.15	50.00	18518.52	18568.52	0.0000

CENTRO DE RIGIDECES – SEGUNDO PISO

Muro	K_x/E	K_y/E	Y (m)	X (m)	$(K_x/E)y$	$(K_y/E)x$
1 - 1	0.0025	0.3086	5.0000	0.125	0.0125	0.0386
2 - 2	0.0016	0.0000	9.9250	0.700	0.0159	0.0000
3 - 3	0.0028	0.0000	9.9250	3.700	0.0278	0.0000
4 - 4	0.0039	0.0000	9.9250	7.125	0.0387	0.0000
5 - 5	0.0025	0.3086	5.0000	7.875	0.0125	2.4302
6 - 6	0.0039	0.0000	0.0750	7.125	0.0003	0.0000
7 - 7	0.0028	0.0000	0.0750	3.700	0.0002	0.0000
8 - 8	0.0016	0.0000	0.0750	0.700	0.0001	0.0000
9 - 9	0.0214	0.0001	3.9250	1.500	0.0840	0.0002
10 - 10	0.0214	0.0001	6.0750	1.500	0.1300	0.0002

Muro	K _x /E	K _y /E	Y (m)	X (m)	(K _x /E)y	(K _y /E)x
11 - 11	0.0005	0.0236	8.9625	4.375	0.0045	0.1033
12 - 12	0.0187	0.0001	6.0750	6.575	0.1136	0.0007
13 - 13	0.0187	0.0001	3.9250	6.575	0.0734	0.0007
14 - 14	0.0005	0.0236	1.0375	4.375	0.0005	0.1033
15 - 15	0.0001	0.0118	7.1125	3.725	0.0007	0.0440
16 - 16	0.0000	0.0028	4.5500	5.475	0.0000	0.0153
17 - 17	0.0002	0.0000	2.0000	4.025	0.0004	0.0000
18 - 18	0.0001	0.0118	2.8875	3.725	0.0003	0.0440
19 - 19	0.0014	0.0000	6.0750	4.075	0.0085	0.0000
20 - 20	0.0014	0.0000	3.9250	4.075	0.005	0.0000
21-21	0.0002	0.0000	8.0000	4.025	0.0016	0.0000
Σ	0.1062	0.6912			0.5310	2.7805

$$X_{CR} = \frac{2.7805}{0.6912} = 4.023 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{0.5310}{0.1062} = 5.000 \text{ m}$$

CENTRO DE MASAS – SEGUNDO PISO

Muro	Especificación	Peso_(Tn)	Y (m)	X (m)	PY	PX
1 - 1	10.00×0.25×2.50×1.80	11.250	5.000	0.125	56.250	1.406
2 - 2	0.90×0.15×2.50×1.80	0.608	9.925	0.700	6.034	0.426
3 - 3	1.10×0.15×2.50×1.80	0.743	9.925	3.700	7.374	2.749
4 - 4	1.25×0.15×2.50×1.80	0.844	9.925	7.125	8.377	6.014
5 - 5	10.00×0.25×2.50×1.80	11.250	5.000	7.875	56.250	88.594
6 - 6	1.25×0.15×2.50×1.80	0.844	0.075	7.125	0.063	6.014
7 - 7	1.10×0.15×2.50×1.80	0.743	0.075	3.700	0.056	2.749
8 - 8	0.90×0.15×2.50×1.80	0.608	0.075	0.700	0.046	0.426
9 - 9	2.50×0.15×2.50×1.80	1.688	3.925	1.500	6.625	2.532
10 - 10	2.50×0.15×2.50×1.80	1.688	6.075	1.500	10.255	2.532

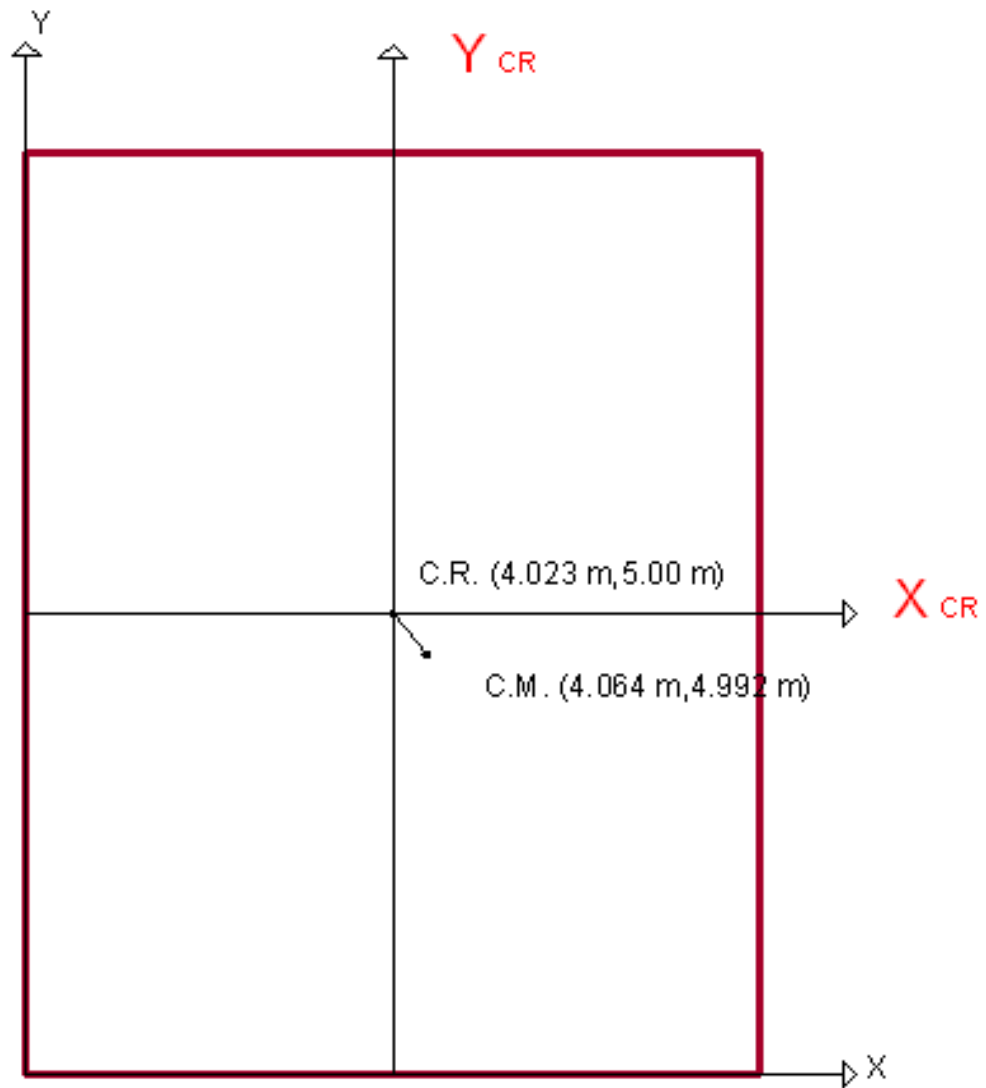
Muro	Especificación	Peso _(Tn)	Y (m)	X (m)	PY	PX
11 - 11	2.075×0.25×2.50×1.80	2.334	8.9625	4.375	20.918	10.211
12 - 12	2.35×0.15×2.50×1.80	1.586	6.0750	6.575	9.635	10.428
13 - 13	2.35×0.15×2.50×1.80	1.586	3.9250	6.575	6.225	10.428
14 - 14	2.075×0.25×2.50×1.80	2.334	1.0375	4.375	2.422	10.211
15 - 15	1.925×0.15×2.50×1.80	1.299	7.1125	3.725	9.239	4.839
16 - 16	1.10×0.15×2.50×1.80	0.743	4.5500	5.475	3.381	4.068
17 - 17	0.45×0.15×2.50×1.80	0.304	2.0000	4.025	0.608	1.224
18 - 18	1.925×0.15×2.50×1.80	1.299	2.8875	3.725	3.751	4.839
19 - 19	0.85×0.15×2.50×1.80	0.574	6.0750	4.075	3.487	2.339
20 - 20	0.85×0.15×2.50×1.80	0.574	3.9250	4.075	2.253	2.339
21-21	0.45×0.15×2.50×1.80	0.304	8.0000	4.025	2.432	1.224
Σ		43.203			215.681	17.592

$$X_{CM} = \frac{175.592}{43.203} = 4.064 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{215.681}{43.203} = 4.992 \text{ m}$$

CENTRO DE MASAS Y DE RIGIDECES

SEGUNDO PISO





CORRECCIÓN POR TORSIÓN, CÁLCULO DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA Y CÁLCULO DE LOS CORTANTES FINALES

El momento polar de inercia

$$J = \sum \frac{K_y}{E} \bar{X}^2 + \sum \frac{K_x}{E} \bar{Y}^2$$

EXCENTRICIDAD: $e = e_x + e_y$

$$e_x = x_{CM} - x_{CR}$$

$$e_y = y_{CM} - y_{CR}$$

Primer piso: $e_x = 3.853 - 3.962 = -0.109m$

$$e_y = 3.938 - 4.495 = -0.557m$$

Segundo piso: $e_x = 4.064 - 4.023 = 0.041m$

$$e_y = 4.992 - 5.000 = -0.008m$$

Se evalúa el Momento Torsor en cada nivel y para cada dirección del sismo.

$$M_{Ti} = \pm F_i e$$

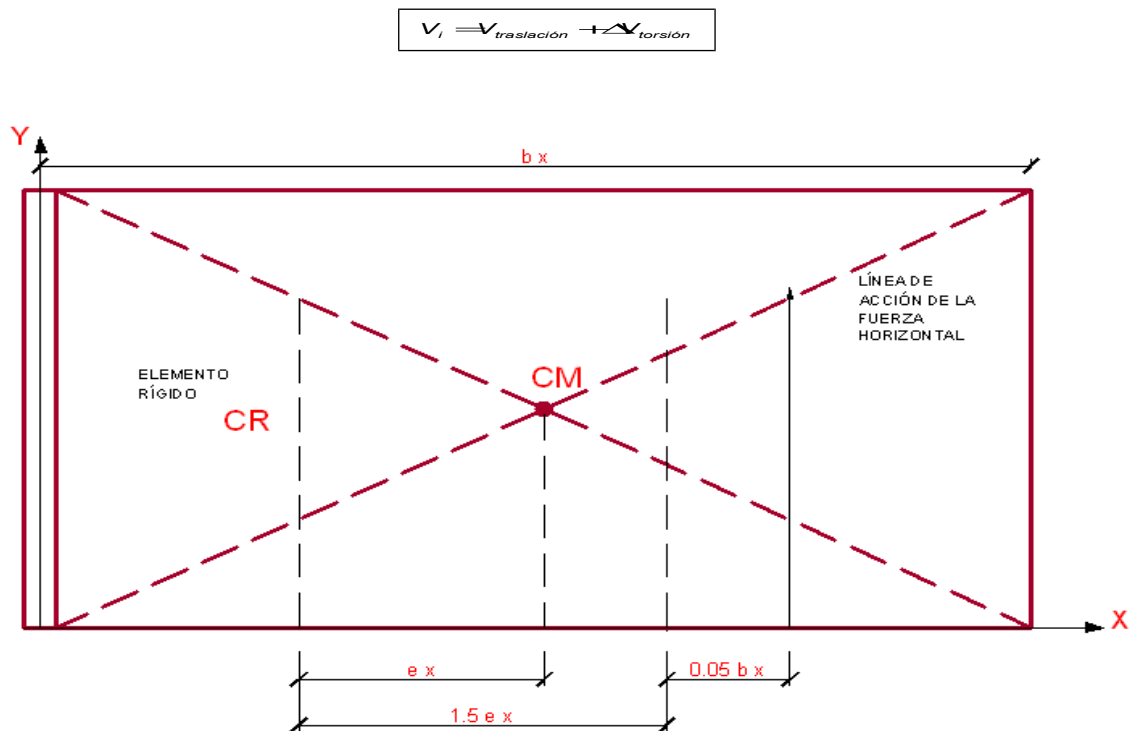
Luego hallamos los incrementos de fuerza horizontal debido al Momento Torsor

M_t ,

$$F_{ix}^T = M_{txi} \frac{K_{ix} (Y_i - Y_{CR})}{J}$$

$$F_{iy}^T = M_{tyi} \frac{K_{iy} (X_i - X_{CR})}{J}$$

Finalmente se evalúa la fuerza cortante total en cada muro.



CR: centro de rigideces del entrepiso.

CM: centro de masa del entrepiso.

A continuación presentaremos los cálculos para los Momentos Torsores.

CÁLCULO DE MOMENTOS TORSORES

PRIMER PISO

$$e'_y = e_y = -0.557\text{m}$$

$$e''_y = 0.05 B = 0.05 \times 9.00 = 0.45\text{m}$$

$$e'_x = e_x = -0.109\text{m}$$

$$e''_x = 0.05 B = 0.05 \times 8.00 = 0.4\text{m}$$

$$M'_{tx1} = F_1 e'_y = 19149.7949 (-0.557) = -10666.44\text{Kgs.}$$

$$M''_{tx2} = F_1 e''_y = 19149.7949 (0.45) = 8617.41\text{Kgs.}$$

$$M'_{ty1} = F_1 e'_x = 19149.7949 (-0.109) = -2087.33\text{Kgs.}$$

$$M''_{ty2} = F_1 e''_x = 19149.7949 (0.4) = 7659.92\text{Kgs.}$$

SEGUNDO PISO

$$e'_y = e_y = -0.008\text{m}$$

$$e''_y = 0.05 B = 0.05 \times 9.00 = 0.45\text{m}$$

$$e'_x = e_x = -0.041\text{m}$$

$$e''_x = 0.05 B = 0.05 \times 8.00 = 0.4\text{m}$$

$$M'_{tx1} = F_1 e'_y = 44614.9688 (-0.008) = -356.92\text{Kgs.}$$

$$M''_{tx2} = F_1 e''_y = 44614.9688 (0.45) = 20076.74\text{Kgs.}$$

$$M'_{ty1} = F_1 e'_x = 44614.9688 (-0.041) = -1829.21\text{Kgs.}$$

$$M''_{ty2} = F_1 e''_x = 44614.9688 (0.4) = 17845.99\text{Kgs}$$

CORRECCIÓN POR TORSIÓN – PRIMER PISO

Dirección X									
Muro	K_x / E	$\frac{(K_x / E)}{\sum K_x / E} (F_1)$	$y(m)$	$\bar{Y} = y - y_{CR}$	$(K_x / E)\bar{Y}$	$(K_x / E)\bar{Y}^2$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M'_{tx1}$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M''_{tx2}$	V (final)
1-1	0.0022	1053.24	4.5	0.005	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1053.24
2-2	0.0214	10245.14	5.075	0.58	0.0124	0.0072	-15.80	12.77	10257.91
3-3	0.009	4308.70	5.075	0.58	0.0052	0.003	-6.63	5.35	4314.06
4-4	0.0005	239.37	7.075	0.58	0.0003	0.0002	-0.38	0.31	239.68
5-5	0.0022	1053.24	4.5	0.005	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1053.24
6-6	0.0019	909.62	0.075	-4.42	-0.0084	0.0371	10.70	-8.65	920.32
7-7	0.0016	765.99	0.075	-4.42	-0.0071	0.0313	9.05	-7.31	775.04
8-8	0.0001	47.87	1.075	-3.42	-0.0003	0.0012	0.38	-0.31	48.26
9-9	0.0006	287.25	3.975	-0.52	-0.0003	0.0002	0.38	-0.31	287.63
10-10	0.0005	239.37	0.975	-3.52	-0.0018	0.0062	2.29	-1.85	241.67
	0.04		-----			0.0864		-----	

$F_1 = 19149.79489 \text{ Kg}$
 $M'_{t1x} = -10666.44 \text{ Kg}$
 $M''_{t2x} = 8617.41 \text{ Kg}$

$$J = \sum \frac{K_y}{E} X^2 + \sum \frac{K_x}{E} Y^2 = 8.3709$$

Dirección Y									
Muro	K_y / E	$\frac{(K_y / E)}{\sum K_y / E} (F_1)$	$x(m)$	$\bar{X} = x - x_{CR}$	$(K_y / E)\bar{X}$	$(K_y / E)\bar{X}^2$	$(K_y / EJ)\bar{X}M'_{y1}$	$(K_y / EJ)\bar{X}M''_{y2}$	V (final)
1-1	0.2717	8522.52	0.125	-3.837	-1.0425	4.0001	259.96	-953.97	8782.48
2-2	0.0001	3.14	1.500	-2.462	-0.0002	0.0006	0.06	-0.23	3.20
3-3	0.0001	3.14	5.375	1.413	0.0001	0.0002	-0.04	0.13	3.27
4-4	0.0000	0.00	7.45	3.488	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5-5	0.2717	8522.52	7.875	3.913	1.0632	4.1602	-265.11	972.86	9495.38
6-6	0.0000	0.00	4.975	1.013	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7-7	0.0000	0.00	0.7	-3.262	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8-8	0.0153	479.92	1.225	-2.737	-0.0419	0.1146	10.44	-38.32	490.36
9-9	0.0312	978.66	4.375	0.413	0.0129	0.0053	-3.21	11.79	990.45
10-10	0.0204	639.89	4.375	0.413	0.0084	0.0035	-2.10	7.71	647.60
	0.6105			-----		8.2845		-----	

F = 19149.79489 Kg

J = 8.3709

M'_{t1y} = -2087.33Kg

M''_{t2y} = 7659.92Kg

CORRECCIÓN POR TORSIÓN – SEGUNDO PISO

Dirección X									
Muro	K_x / E	$\frac{(K_x / E)}{\sum K_x / E} (F_2)$	$y(m)$	$\bar{Y} = y - y_{CR}$	$(K_x / E)\bar{Y}$	$(K_x / E)\bar{Y}^2$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M'_{tx1}$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M''_{tx2}$	V (final)
1-1	0.0025	1050.26	5.000	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1050.26
2-2	0.0016	672.17	9.925	4.925	0.0079	0.0388	-0.29	16.14	688.30
3-3	0.0028	1176.29	9.925	4.925	0.0138	0.0679	-0.50	28.24	1204.53
4-4	0.0039	1638.40	9.925	4.925	0.0192	0.0946	-0.70	39.33	1677.73
5-5	0.0025	1050.26	5.000	0.000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	1050.26
6-6	0.0039	1638.40	0.075	-4.925	-0.0192	0.0946	0.70	-39.33	1639.10
7-7	0.0028	1176.29	0.075	-4.925	-0.0138	0.0679	0.50	-28.24	1176.79
8-8	0.0016	672.17	0.075	-4.925	-0.0079	0.0388	0.29	-16.14	672.45
9-9	0.0214	8990.21	3.925	-1.075	-0.0230	0.0247	0.84	-47.11	8991.05
10-10	0.0214	8990.21	6.075	1.075	0.0230	0.0247	-0.84	47.11	9037.32
	0.64								

$F_2 = 44614.97 \text{ Kg}$
 $M'_{tx} = -356.92 \text{ Kg}$
 $M''_{tx} = 20076.74 \text{ Kg}$

$J = 9.8049$

Dirección X									
Muro	K_x / E	$\frac{(K_x / E)}{\sum K_x / E} (F_2)$	$y(m)$	$\bar{Y} = y - y_{CR}$	$(K_x / E)\bar{Y}$	$(K_x / E)\bar{Y}^2$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M'_{tx1}$	$(K_x / EJ)\bar{Y}M''_{tx2}$	V (final)
11-11	0.0005	210.05	8.9625	3.9625	0.0020	0.0079	-0.07	4.06	214.11
12-12	0.0187	7855.93	6.0750	1.0750	0.0201	0.0216	-0.73	41.16	7897.09
13-13	0.0187	7855.93	3.9250	-1.0750	-0.0201	0.0216	0.73	-41.16	7856.66
14-14	0.0005	210.05	1.0375	-3.9625	-0.0020	0.0079	0.07	-4.06	210.12
15-15	0.0001	42.01	7.1125	2.1125	0.0002	0.0004	-0.01	0.43	42.44
16-16	0.0000	0.00	4.5500	-0.4500	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
17-17	0.0002	84.02	2.0000	-3.0000	-0.0006	0.0018	0.02	-1.23	84.04
18-18	0.0001	42.01	2.8875	-2.1125	-0.0002	0.0004	0.01	-0.43	42.02
19-19	0.0014	588.14	6.0750	1.0750	0.0015	0.0016	-0.05	3.08	591.23
20-20	0.0014	588.14	3.9250	-1.0750	-0.0015	0.0016	0.05	-3.08	588.20
21-21	0.0002	84.02	8.0000	3.0000	0.0006	0.0018	-0.02	1.23	85.25
	0.1062		-----			0.5188		-----	

$F_2 = 44614.97\text{Kg}$
 $M'_{t1x} = -356.92\text{Kg}$
 $M''_{t2x} = 20076.74\text{Kg}$

$J = 9.8049$

Dirección Y									
Muro	K_y / E	$\frac{(K_y / E)}{\sum K_y / E} (F_2)$	$y(m)$	$\bar{X} = x - x_{CR}$	$(K_y / E)\bar{X}$	$(K_y / E)\bar{X}^2$	$(K_y / EJ)\bar{X}M'_{y1}$	$(K_y / EJ)\bar{X}M''_{y2}$	V (final)
1-1	0.3086	19919.24	0.125	-3.898	-1.2029	4.6890	224.42	-2189.45	20143.66
2-2	0.0000	0.00	0.700	-3.323	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3-3	0.0000	0.00	3.700	-0.323	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4-4	0.0000	0.00	7.125	3.102	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5-5	0.3086	19919.24	7.875	3.852	1.1887	4.5790	-221.77	2163.61	22082.85
6-6	0.0000	0.00	7.125	3.102	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7-7	0.0000	0.00	3.700	-0.323	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8-8	0.0000	0.00	0.700	-3.323	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9-9	0.0001	6.45	1.500	-2.523	-0.0003	0.0006	0.05	-0.46	6.50
10-10	0.0001	6.45	1.500	-2.523	-0.0003	0.0006	0.05	-0.46	6.50

F = 44614.97Kg
 $M'_{t1y} = -1829.21\text{Kg}$
 $M''_{t2y} = 17845.99\text{Kg}$

J = 9.8049

Dirección Y									
Muro	K_y / E	$\frac{(K_y / E)}{\sum K_y / E} (F_2)$	$y(m)$	$\bar{X} = x - x_{CR}$	$(K_y / E)\bar{X}$	$(K_y / E)\bar{X}^2$	$(K_y / EJ)\bar{X}M'_{y1}$	$(K_y / EJ)\bar{X}M''_{y1}$	V (final)
11-11	0.0236	1523.31	8.9625	0.352	0.0083	0.0029	-1.55	15.12	1538.43
12-12	0.0001	6.45	6.0750	2.552	0.0003	0.0007	-0.05	0.46	6.65
13-13	0.0001	6.45	3.9250	2.552	0.0003	0.0007	-0.05	0.46	6.65
14-14	0.0236	1523.31	1.0375	0.352	0.0083	0.0029	-1.55	15.12	1538.43
15-15	0.0118	761.66	7.1125	-0.298	-0.0035	0.0010	0.66	-6.40	762.31
16-16	0.0028	180.73	4.5500	1.452	0.0041	0.0059	-0.76	7.40	188.13
17-17	0.0000	0.00	2.0000	0.002	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
18-18	0.0118	761.66	2.8875	-0.298	-0.0035	0.0010	0.66	-6.40	762.31
19-19	0.0000	0.00	6.0750	0.052	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
20-20	0.0000	0.00	3.9250	0.052	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
21-21	0.0000	0.00	8.0000	0.002	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
	0.6912		-----			9.2844		-----	

F = 44614.97Kg
 $M'_{t1y} = -1829.21\text{Kg}$
 $M''_{t2y} = 17845.99\text{Kg}$

J = 9.8049

**CÁLCULO DE ESFUERZO
DE COMPRESIÓN
POR CARGA MUERTA**

PESO ACUMULADO QUE RECIBEN LOS MUROS (CARGA MUERTA)**MURO 1 – 1****PRIMER PISO**

Peso de viga solera $(2400.00 \times 9.00 \times 0.25 \times 0.20) = 1080.00$

Peso de losa

$$\begin{array}{rcl}
 G & 2.00 \times 2.55 \times 400 & = 2040.00 \\
 A & 3.55 \times \frac{3.875}{2} \times 400 & = 2751.25 \\
 H & (2.00 \times 1.90) \times 400 & = 1520.00 \\
 & & \hline
 & & = 5791.25
 \end{array}$$

SEGUNDO PISO

Es igual al primero $5791.25 + 1080.00 = 6871.25kg$

Acumulado $2 \times 6871.25 = 13742.5kg$

La zona de escalera se ha considerado como losa para compensar el peso de escalera.

MURO 5 – 5

$$\begin{array}{rcl}
 B & 3.55 \times \frac{3.125}{2} \times 400 & = 2218.75 \\
 C & 1.90 \times \frac{3.25}{2} \times 400 & = 1235.00 \\
 D & \frac{3.25}{2} \times 2.55 \times 400 & = 1657.5 \\
 & & \hline
 & & = 5111.25
 \end{array}$$

Viga solera $2400.00 \times 9.00 \times 0.25 \times 0.20 = 1080.00$

Peso total $5111.25 + 1080.00 = 6191.25$

Segundo piso igual al primero

Peso acumulado $6191.25 \times 2 = 12382.50kg$

MURO 9 – 9

Viga solera	$2 \times (2400.00 \times 2.35 \times 0.25 \times 0.20)$	= 564.00
Losa	$2 \times (400 \times (2.00 + 1.625) \times 1.90)$	= 5510.00
		<hr/>
		= 6074.00

MURO 10 – 10

Viga solera	$2 \times (2400.00 \times 1.95 \times 0.25 \times 0.20)$	= 468.00
Losa	$2 \times (400 \times (2.00 + 1.625) \times 2.55)$	= 7395.00
		<hr/>
		= 7863.00

CÁLCULO DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN POR CARGA MUERTA**PRIMER PISO**

Muro	Área (cm ²)	Peso acumulado de losa (P ₁) (kg)	Área acumulada de losa (P ₂) (kg)	$f_d = \frac{P_1 + P_2}{\text{área}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$
1-1	22500.00	13742.5	10125.00 + 1250.00 = 21375.00	1.56
2-2	3750.00	-	1688.00 + 1688.00 = 3376.00	0.90
3-3	2625.00	-	1181.00 + 540 = 1721.00	0.66
4-4	900.00	-	405.00 + 405.00 = 810.00	0.90
5-5	22500.00	12382.50	10125.00 + 11250.00 = 21375.00	1.50
6-6	1425.00	-	641.00	0.45
7-7	1350.00	-	535.00	0.40
8-8	3225.00	-	1451.00	0.45
9-9	5375.00	6074.00	2419.00	1.58
10-10	5375.00	7863.00	2419.00 + 1350.00 = 3769.00	2.16

SEGUNDO PISO

Muro	Área (cm ²)	Peso acumulado de losa (P ₁) (kg)	Área acumulada de losa (P ₂) (kg)	$f_d = \frac{P_1 + P_2}{\text{área}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$
1-1	25000.00	6871.25	11250.00	0.72
2-2	1350.00	-	608.00	0.45
3-3	1650.00	-	743.00	0.45
4-4	1875.00	-	844.00	0.45
5-5	25000.00	6191.25	11250.00	0.70
6-6	1875.00	-	544.00	0.45
7-7	1650.00	-	743.00	0.45
8-8	1350.00	-	608.00	0.45
9-9	3750.00	-	1688.00	0.45
10-10	3750.00	-	1688.00	0.45
11-11	5187.50	$2.075 \times 400(3.625) = 3008.75$	2334.00	1.03
12-12	3525.00	-	1586.00	0.45
13-13	3525.00	-	1586.00	0.45
14-14	5187.50	$2.075 \times 400(3.625) = 3008.75$	2334.00	1.03
15-15	2887.50	-	1299.00	0.45
16-16	1650.00	-	743.00	0.45
17-17	675.00	-	304.00	0.45
18-18	2887.50	-	1299.00	0.45
19-19	1275.00	-	574.00	0.45
20-20	1275.00	-	574.00	0.45
21-21	675.00	-	304.00	0.45



CHEQUEO AL CORTE

PRIMER PISO

Muro	A corte, A _v cm ²	Dirección X		Dirección Y	
		V (Kg)	f ' v (Kg/cm ²)	V (Kg)	f ' v (Kg/cm ²)
1 – 1	22500.00	1053.24	0.05	8782.48	0.39
2 – 2	3750.00	10257.91	2.74	3.20	0.00
3 – 3	2625.00	4314.06	1.64	3.27	0.00
4 – 4	900.00	239.68	0.27	0.00	0.00
5 – 5	22500.00	1053.24	0.05	9495.38	0.42
6 – 6	1425.00	920.32	0.65	0.00	0.00
7 – 7	1350.00	775.04	0.57	0.00	0.00
8 – 8	3225.00	48.26	0.01	490.36	0.15
9 – 9	5375.00	287.63	0.05	990.45	0.18
10 – 10	5375.00	241.67	0.04	647.60	0.12

SEGUNDO PISO

Muro	A corte, A _v cm ²	Dirección X		Dirección Y	
		V (Kg)	f ' v (Kg/cm ²)	V (Kg)	f ' v (Kg/cm ²)
1 – 1	25000.00	1050.26	0.04	20143.66	0.81
2 – 2	1350.00	688.30	0.51	0.00	0.00
3 – 3	1650.00	1204.53	0.73	0.00	0.00
4 – 4	1875.00	1677.73	0.89	0.00	0.00
5 – 5	25000.00	1050.26	0.04	22082.85	0.88
6 – 6	1875.00	1639.10	0.87	0.00	0.00
7 – 7	1650.00	1176.79	0.71	0.00	0.00
8 – 8	1350.00	672.45	0.50	0.00	0.00
9 – 9	3750.00	8991.05	2.40	6.50	0.00
10 – 10	3750.00	9037.32	2.41	6.50	0.00
11 – 11	5187.50	214.11	0.04	1538.43	0.30
12 – 12	3525.00	7897.09	2.24	6.92	0.00
13 – 13	3525.00	7856.66	2.23	6.92	0.00
14 – 14	5187.50	210.12	0.04	1538.43	0.30
15 – 15	2887.50	42.44	0.01	762.31	0.26
16 – 16	1650.00	0.00	0.00	188.13	0.11
17 – 17	675.00	84.04	0.12	0.00	0.00
18 – 18	2887.50	42.02	0.01	762.31	0.26
19 – 19	1275.00	591.23	0.46	0.00	0.00
20 – 20	1275.00	588.20	0.46	0.00	0.00
21 – 21	675.00	85.25	0.13	0.00	0.00

PRIMER PISO

Muro	f_d	f'_v	f_v	Obs.
1 – 1	1.56	0.39	1.48	OK
2 – 2	0.90	2.74	1.36	
3 – 3	0.66	1.64	1.32	
4 – 4	0.90	0.27	1.36	OK
5 – 5	1.50	0.42	1.47	OK
6 – 6	0.45	0.65	1.28	OK
7 – 7	0.40	0.57	1.27	OK
8 – 8	0.45	0.15	1.28	OK
9 – 9	1.58	0.18	1.48	OK
10 – 10	2.16	0.12	1.59	OK

SEGUNDO PISO

Muro	f_d	f'_v	f_v	Obs.
1 – 1	0.72	0.81	1.33	OK
2 – 2	0.450	0.51	1.28	OK
3 – 3	0.45	0.73	1.28	OK
4 – 4	0.45	0.89	1.28	OK
5 – 5	0.70	0.88	1.33	OK
6 – 6	0.45	0.87	1.28	OK
7 – 7	0.45	0.71	1.28	OK
8 – 8	0.45	0.50	1.28	OK
9 – 9	0.45	2.40	1.28	
10 – 10	0.45	2.41	1.28	
11 – 11	1.03	0.30	1.39	OK
12 – 12	0.45	2.24	1.28	
13 – 13	0.45	2.23	1.28	
14 – 14	1.03	0.30	1.39	OK
15 – 15	0.45	0.26	1.28	OK
16 – 16	0.45	0.11	1.28	OK
17 – 17	0.45	0.12	1.28	OK
18 – 18	0.45	0.26	1.28	OK
19 – 19	0.45	0.46	1.28	OK
20 – 20	0.45	0.46	1.28	OK
21 – 21	0.45	0.13	1.28	OK

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

PRIMER PISO

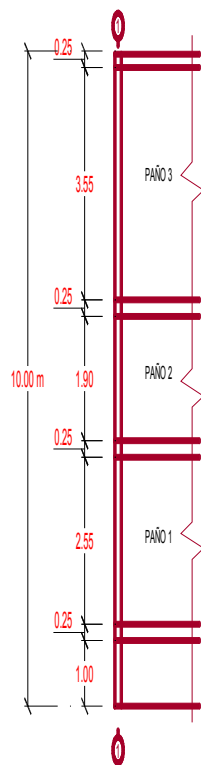
ELEMENTO 1-1 (Dirección Y)

Como se puede ver del plano de losa aligerada, el muro 1-1 tiene varios paños confinados.

De las tablas de Corrección por torsión tenemos los siguientes resultados:

Corrección en Dirección X	1053.24Kg.
Corrección en Dirección Y	8782.48Kg.

Trabajamos con el mas desfavorable que es en la dirección Y, y tiene como valor 8782.48Kg.



$$V_{\text{total}} = 8782.48 \text{ kgs.}$$

$$\text{Paño 1} = 3.05 \text{ m}$$

$$\text{Paño 2} = 2.15 \text{ m}$$

$$\text{Paño 3} = 3.80 \text{ m}$$

$$\text{MURO} = 9.00 \text{ m}$$

$$V1 = 8782.4 \times 3.05 / 9.00$$

$$V1 = 2976.26 \text{ kgs.}$$

$$V2 = 8782.4 \times 2.15 / 9.00$$

$$V2 = 2098.02 \text{ kgs.}$$

$$V3 = 8782.4 \times 3.80 / 9.00$$

$$V3 = 3708.12 \text{ kgs.}$$

AREA MÍNIMA DE CONCRETO PARA SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS

VIGAS

Paño 1 V1=2976.26 kgs.

$$A_c = \frac{0.9V}{\sqrt{f'_c}} = 0.9 \times 2976.26 / \sqrt{210} = 184.84 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto mínima)}$$

Del plano de estructuras se tomarán vigas de 0.25 x 0.20 m

Para vigas hallamos la fuerza de tracción que soportará la solera:

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} = (2976.26) \left(\frac{2.55}{2 \times 10.00} \right) = 379.47$$

Ahora calcularemos el área del acero longitudinal de la solera:

Del plano de estructuras la viga es de 0.25 x 0.20

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} = \frac{379.47}{(0.9)(4200)} = 0.10 \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} = \frac{0.1(210)(0.20 \times 0.25)}{4200} = 0.00025$$

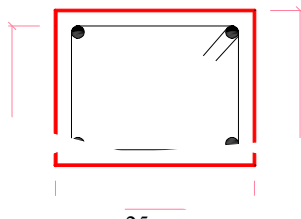
$$\Rightarrow 0.10 \geq 0.00025$$

Según el RNE el acero mínimo es de 4 ϕ 8mm, en nuestro caso utilizaremos 4 ϕ 3/8" por ser varilla comercial.

Estribos de viga.

Según el RNE en las soleras se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1@ 5, 4@ 10, r @ 25cm. Al no ser comercial el acero de 6mm, utilizaremos acero ϕ = 1/4".

La viga solera del muro A-A será:



Acero longitudinal
4 ϕ 3/8 "
Estribos \square 1/4 "
1 @ 0.05m, 4 @ 0.10m
Resto @ 0.25m

Paño2 V2=2098.02 kgs.

$$A_c = \frac{0.9V}{\sqrt{f'_c}} = 0.9 \times 2098.02 / \sqrt{210} = 130.30 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto mínima)}$$

Del plano de estructuras se tomarán vigas de 0.25 x 0.20 m

Para vigas hallamos la fuerza de tracción que soportará la solera:

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} = (2098.02) \left(\frac{1.90}{2 \times 10.00} \right) = 199.31$$

Ahora calcularemos el área del acero longitudinal de la solera:

Del plano de estructuras la viga es de 0.25 x 0.20

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} = \frac{199.31}{(0.9)(4200)} = 0.053 \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} = \frac{0.1(210)(0.20 \times 0.25)}{4200} = 0.00025$$

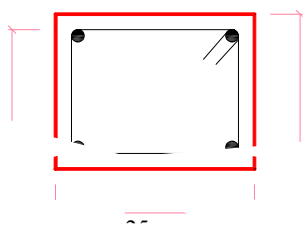
$$\Rightarrow 0.053 \geq 0.00025$$

Según el RNE el acero mínimo es de 4 ϕ 8mm, en nuestro caso utilizaremos 4 ϕ 3/8" por ser varilla comercial.

Estribos de viga.

Según el RNE en las soleras se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1@ 5, 4@ 10, r @ 25cm. Al no ser comercial el acero de 6mm, utilizaremos acero ϕ = 1/4".

La viga solera del muro A-A será:



Acero longitudinal
4 ϕ 3/8 "
Estribos \square 1/4 "
1 @ 0.05m, 4 @ 0.10m
Resto @ 0.25m

Paño3 V3=3708.12 kgs.

$$A_c = \frac{0.9V}{\sqrt{f'_c}} = 0.9 \times 3708.12 / \sqrt{210} = 230.30 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto mínima)}$$

Del plano de estructuras se tomarán vigas de 0.25 x 0.20 m

Para vigas hallamos la fuerza de tracción que soportará la solera:

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} = (3708.12) \left(\frac{3.55}{2 \times 10.00} \right) = 658.19$$

Ahora calcularemos el área del acero longitudinal de la solera:

Del plano de estructuras la viga es de 0.25 x 0.20

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} = \frac{658.19}{(0.9)(4200)} = 0.174 \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} = \frac{0.1(210)(0.20 \times 0.25)}{4200} = 0.00025$$

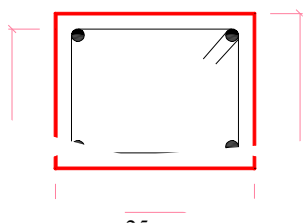
$$\Rightarrow 0.174 \geq 0.00025$$

Según el RNE el acero mínimo es de 4 ϕ 8mm, en nuestro caso utilizaremos 4 ϕ 3/8" por ser varilla comercial.

Estribos de viga.

Según el RNE en las soleras se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1@ 5, 4@ 10, r @ 25cm. Al no ser comercial el acero de 6mm, utilizaremos acero ϕ = 1/4".

La viga solera del muro A-A será:



Acero longitudinal
4 ϕ 3/8 "
Estribos \square 1/4 "
1 @ 0.05m, 4 @ 0.10m
Resto @ 0.25m

COLUMNAS

Columnas que están en el eje 1 – 1

Sección de concreto de la columna:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq A_c \geq 15t (cm^2)$$

Diseño por corte - fricción:

$$V_c = 1.5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)} = 1.5 \left[\frac{8782.48 \times (3.55)}{10(5)} \right] = 935.33$$

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} = \frac{935.33}{(0.2)(210)(0.85)} = 26.2 cm^2$$

$$A_c \geq 15t = 15(25) = 375 cm^2 \quad (\text{mínimo})$$

como en el plano de arquitectura las columnas son de .25cm x.25cm = 625cm², que es un valor mayor a las áreas halladas tomaremos este valor.

Determinación del refuerzo vertical:

Tomando acero mínimo:

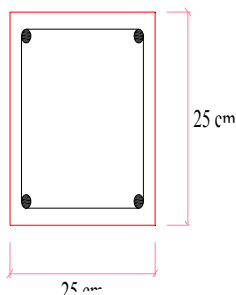
$$A_s \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} = \frac{0.1(210)(25 \times 25)}{4200} = 1.875 \quad (\text{mínimo } 4\phi 8mm)$$

Pero trabajaremos con 4 $\nless 3/8$ " entonces el $A_s = 2.85 cm^2$

Estribos

D=21cm $\Phi=1/4$ "

De acuerdo al RNE el confinamiento mínimo con estribos será [] 6mm, 1@ 5, 4@ 10, r @ 25cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10cm en el sobre cimientto.



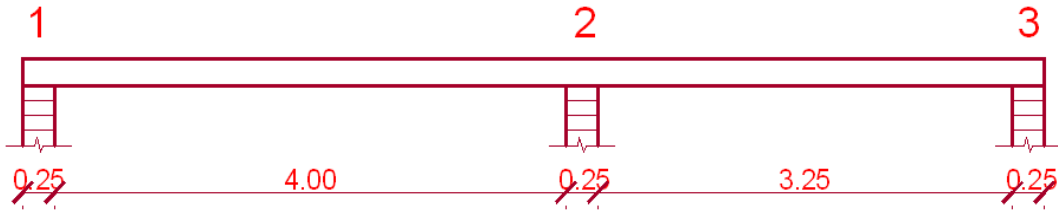
Trabajaremos con sección de 25 x 25 cm. Para columnas.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

PRIMER PISO

Zona comprendida entre ejes C-C, D-D, 1-1, 3-3.

Espesor 0.20m.



Metrado de Cargas

Carga viva:	sobrecarga 200kg/m ²	
Carga muerta:	peso propio por vigueta (concreto + ladrillo)	
Losa:	$= 0.05 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400$	$= 40.00$
Vigueta:	$= 0.10 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400$	$= 36.00$
		$= 84.00$
Ladrillo:	$= \frac{1.00}{0.30} \times 8.00$	$= 27.00$
	Total por vigueta	111.00kg
Peso por m ² :	$= \frac{1.00}{0.40} \times 111$	$= 277.5 + \text{peso del acero}$
		$= 300\text{kg/m}^2$
Peso por m ² de cielo raso		$= 100\text{kg/m}^2$
Tabiquería por m ²		$= 100\text{kg/m}^2$
Peso de carga muerta total:	$= 300 + 100 + 100$	$= 500\text{kg/m}^2$
W=carga viva + carga muerta:	$= 200 + 500$	$= 700\text{kg/m}^2$
$W_u = 1.5CM + 1.8CV$	$= 1.5 \times 500 + 1.80 \times 200$	$= 1110.00\text{kg/m}^2$
$W_u \times \text{vigüeta}$	$= \frac{1110.00}{2.5}$	$= 444.00\text{kg/m}$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Luces de cálculo

Se compara la luz libre (L_L) + espesor de la losa (H) con la luz entre ejes (L_e); se trabaja con la menor.

Tramo 1-2:

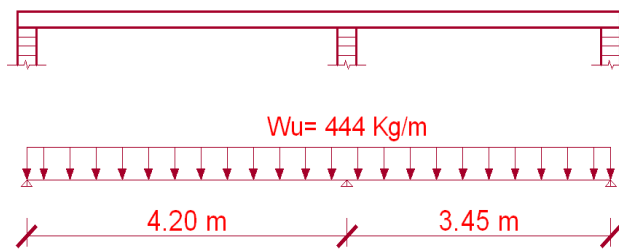
$$L_L + H = 4.00 + 0.20 = 4.20m$$

$$L_e = 0.125 + 4.00 + 0.125 = 4.25m$$

Tramo 2-3:

$$L_L + H = 3.25 + 0.20 = 3.45m$$

$$L_e = 0.125 + 3.25 + 0.125 = 3.50m$$



Coefficientes

$$\alpha_{BA} = \frac{\frac{I}{4.20}}{\frac{I}{4.20} + \frac{I}{3.45}} = 0.45$$

$$\alpha_{BC} = \frac{\frac{I}{3.45}}{\frac{I}{4.20} + \frac{I}{3.45}} = 0.55$$

Momento de empotramiento perfecto

$$M_{AB} = -\frac{444(4.20)^2}{12} = -652.68 \approx -653kg - m$$

$$M_{BA} = +\frac{444(4.20)^2}{12} = +652.68 \approx 653kg - m$$

$$M_{BC} = -\frac{444(3.45)^2}{12} = -440.39 \approx -440kg - m$$

$$M_{CB} = +\frac{444(3.45)^2}{12} = +440.39 \approx 440kg - m$$

+0.8	+0.45	+0.55	+0.8
-653	+653	-440	+440
+522	-96	-117	-352
-48	+261	-176	-59
+38	-38	-47	+47

-19	+19	24	-24
+15	-19	-24	+19
-10	+8	+10	-12
+8	-8	-10	+10
-4	+4	+5	-5
+3	-4	-5	+4
-2	+2	+2	-3
+2	-2	-2	+2
-1	+1	+1	-1
+1	-1	-1	+1
-148	+780	-780	+67

$$M_A = 148 \text{ kg} - m$$

$$M_B = 780 \text{ kg} - m$$

$$M_C = 67 \text{ kg} - m$$

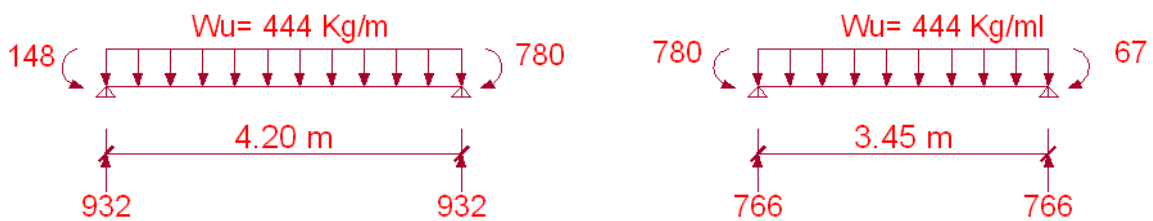
$$R'_A = \frac{-780 + 148}{4.20} = -150 \text{ kg}$$

$$R'_B = \frac{-148 + 780}{4.20} = 150 \text{ kg}$$

$$R''_B = \frac{-67 + 780}{3.45} = +207 \text{ kg}$$

$$R'_C = \frac{-780 + 67}{3.45} = -207 \text{ kg}$$

REACCIONES ISOSTÁTICAS



932	932	766	766
-150	150	207	-207
782	1082	973	559

REACCIONES FINALES

$$R_A = 782kg$$

$$R_B = 2055kg$$

$$R_C = 559kg$$

MOMENTOS POSITIVOS MÁXIMOS

Tramo A – B:

$$M = 782X - 148 - 444 \frac{X^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 782 = 444X \quad X_{\max} = 1.76m$$

$$M_{\max}(1.76) = 541kg - m$$

Tramo B – C:

$$M = 973X - 780 - 444 \frac{X^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 973 = 444X \quad X_{\max} = 2.19m$$

$$M_{\max}(2.19) = 286.1kg - m$$

Carga última:

$$M_e \quad -148 \quad 541 \quad -780 \quad 286 \quad -67$$

CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE ACERO EN LOSA ALIGERADA

1. $M = -148 \text{ kg} - m$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{-148 \times 100}{0.9 \times 210 \times 10 \times (16.5)^2} = 0.02876$$

$$W = 0.029$$

$$\rho = W \frac{f'_c}{f_y} = 0.029 \times \frac{210}{4200} = 0.00145$$

$$A_s = 0.00145 \times 10 \times 16.5 = 0.239 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \phi 8$$

2. $M = 541 \text{ kg} - m$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{541 \times 100}{0.9 \times 210 \times 40 \times (16.5)^2} = 0.02628$$

$$W = 0.027$$

$$\rho = W \frac{f'_c}{f_y} = 0.027 \times \frac{210}{4200} = 0.00135$$

$$A_s = 0.00135 \times 40 \times 16.5 = 0.891 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \phi 8$$

3. $M = 780 \text{ kg} - m$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{780 \times 100}{0.9 \times 210 \times 10 \times (16.5)^2} = 0.15159$$

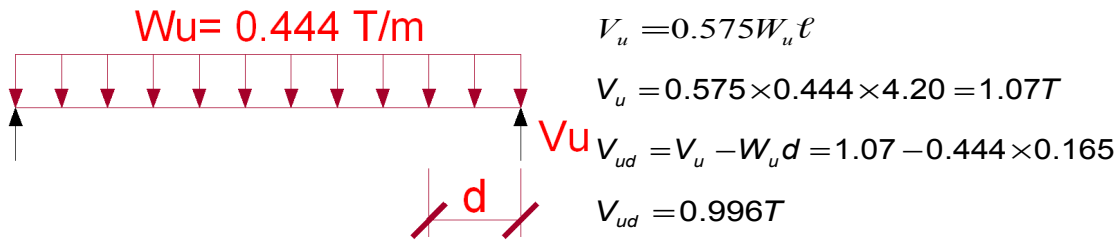
$$W = 0.017$$

$$\rho = W \frac{f'_c}{f_y} = 0.017 \times \frac{210}{4200} = 0.0085$$

$$A_s = 0.0085 \times 10 \times 16.5 = 1.4025 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \phi 8$$

Dejamos como ejercicio los momentos restantes.

CHEQUEO DEL ALIGERADO POR FUERZA CORTANTE

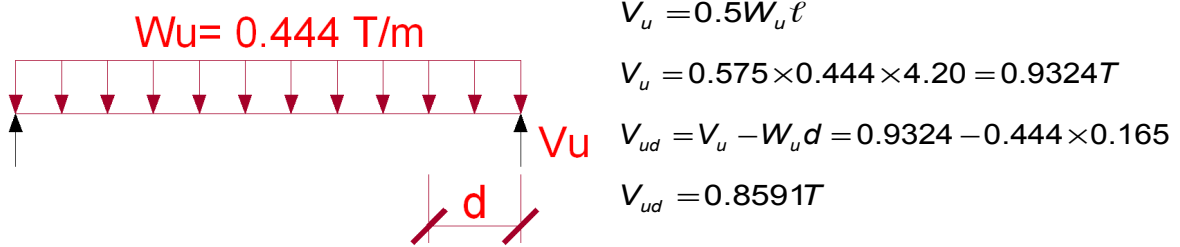


$$V_u = \frac{V_{ud}}{\phi b_w d} = \frac{0.996}{0.9 \times 10 \times 16.5} = 6.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{210} = 7.24 \text{ kg/cm}^2$$

6.71 kg/cm² es menor a 7.24 kg/cm² , por lo tanto estamos bien.

En los otros apoyos:



$$V_u = \frac{V_{ud}}{\phi b_w d} = \frac{0.8591 \times 1000}{0.9 \times 10 \times 16.5} = 5.785 \text{ kg/cm}^2$$

5.785 kg/cm² es menor a 7.24 kg/cm² , por lo tanto estamos bien.

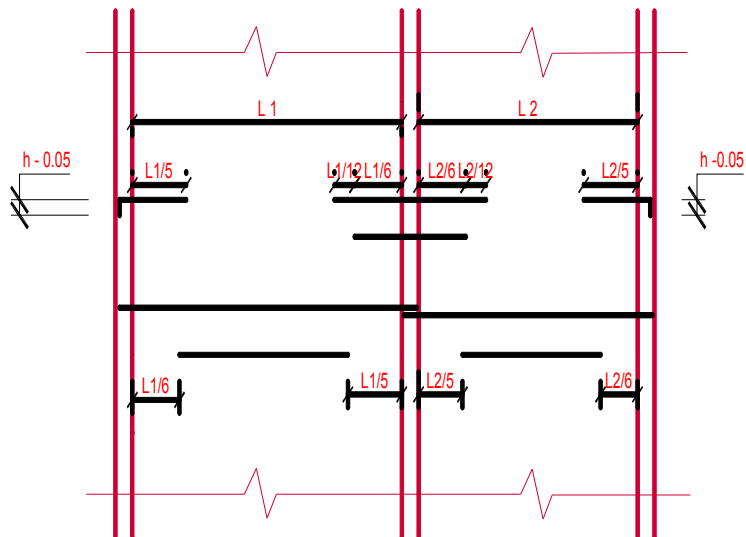
No se necesita realizar ensanche de vigueta.

Acero de temperatura:

$$A_{st} = 0.020 \times 100 \times 5.00 = 1.00$$

$$S = \frac{0.32 \times 100}{1.00} = 32 \text{ cm} \quad \phi 1/4'' \text{ a } 0.25 \text{ m}$$

DETALLE DEL FIERRO



$$a: \begin{cases} d: h \cdot 5 \\ 12d_b \end{cases} \text{ el que sea mayor}$$

h: peralte de losa.

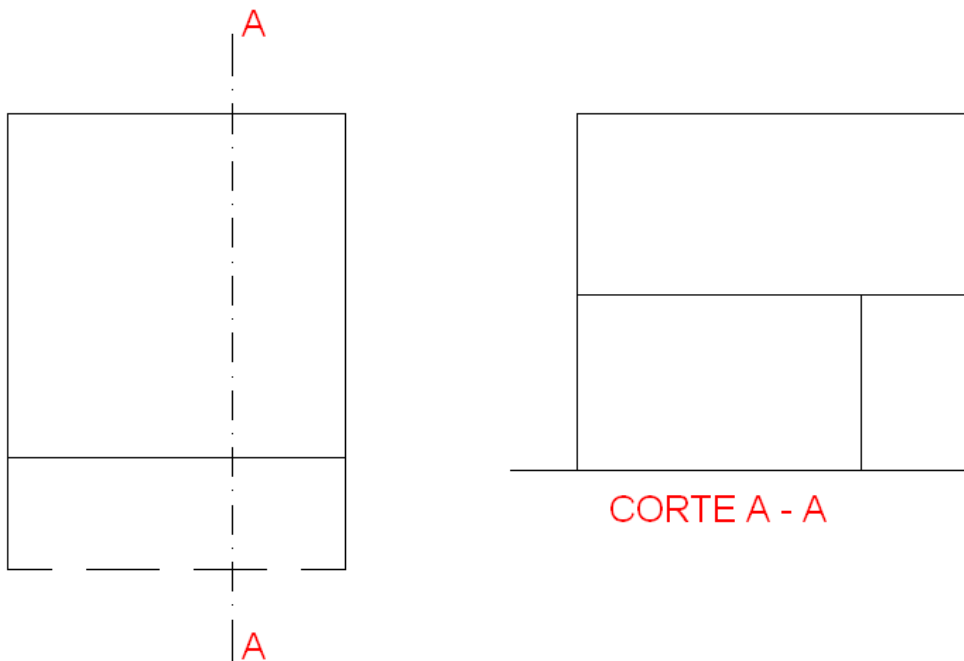
d_b: sección de varilla de acero usado.



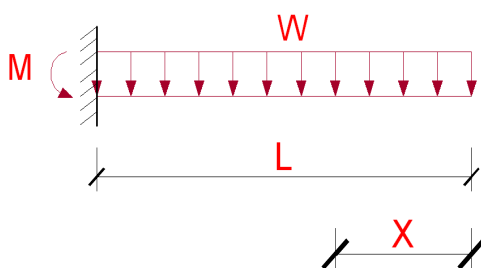
VIGAS EN VOLADIZO

Si una vivienda económica tiene dos pisos por lo general el segundo piso tiene un voladizo.

Para estructurar los voladizos se colocarán vigas peraltadas que tendrán que ser diseñados de acuerdo a la teoría de análisis Estructural y de Concreto Armado.



Las vigas en voladizo se calculan como vigas en cantilever.

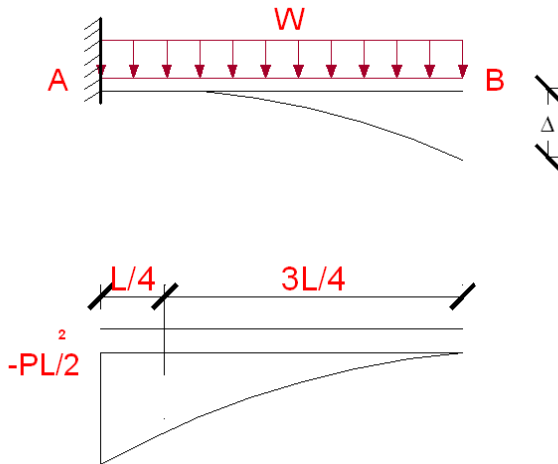


$$M = -P \frac{X^2}{2}$$

El momento máximo surge en $X = \ell$

$$\text{Siendo } M_{\max} = -\frac{P\ell^2}{2}$$

La viga en voladizo genera una deflexión.



$$t_{B/A} = \frac{1}{EI} (\text{Área})_{AB} (X_B)$$

$$t_{B/A} = \frac{1}{EI} \left(-\frac{P^2}{2} \right) \frac{1}{3} \times \frac{3}{4} \ell$$

$$t_{B/A} = -\frac{Pl^4}{8EI}$$

Analizando la expresión $Pl^4/8EI$ vemos que la flecha es función de la carga, luz, módulo de elasticidad y momento de inercia y podemos concluir que la flecha es directamente proporcional a la carga aplicada y a la luz del voladizo, es decir la flecha aumenta conforme se incrementan estas dos variables. El módulo de elasticidad y momento de inercia son inversamente proporcionales a la flecha, es decir ésta disminuye conforme aumenta el momento de inercia y el módulo de elasticidad.

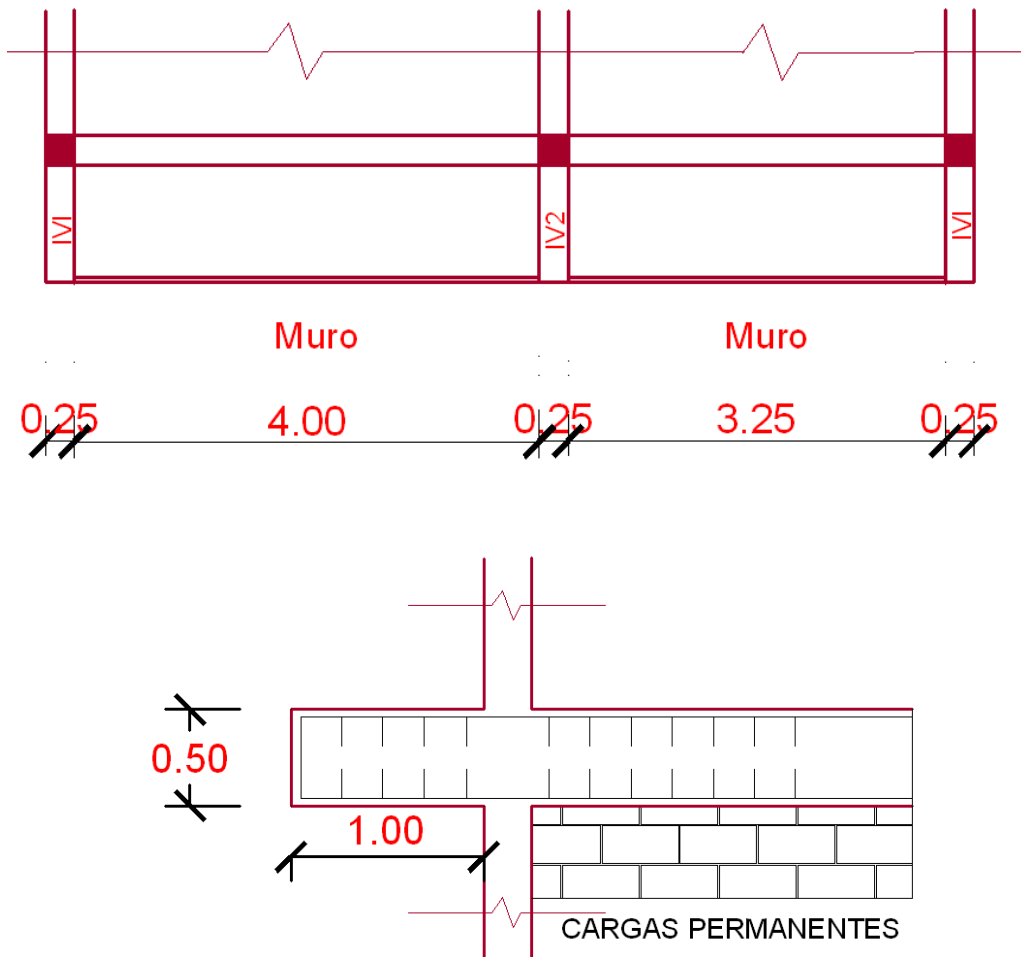
De lo expuesto podemos concluir que la flecha será menor si el peralte de la viga es mayor, por tal razón las vigas en voladizo tienen siempre gran peralte para compensar la flecha.

Para nuestro caso trabajaremos con vigas de $0.25 \times 0.50m^2$.

DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

En la zona del volado se colocarán peraltadas.



Metrado de cargas

Peso de losa aligerada	$300.00 \times 2.00 \times 1.00$	= 600.00
Peso propio de viga	$2400.00 \times 0.25 \times 0.50 \times 1.00$	= 300.00
Peso de tabique	$1800.00 \times 0.15 \times 2.50 \times 2.00$	= 1350.00
Sobrecarga	$1800.00 \times 0.25 \times 2.00 \times 1.00$	= 900.00
		<u>= 3150.00</u>

$$W_L = 200.00 \times 2.00 = 400.00$$

$$W_u = 1.5W_D + 1.8W_L = 1.5 \times 3150.00 + 1.8 \times 400.00$$

$$W_u = 5445.00 \text{ kg/m}$$

Diseño de la viga

$$M = \frac{1}{2}(5445.00)(1.00)^2 = 2722.50kg - m$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{2722.50 \times 100}{0.9 \times 210 \times 25 \times (44)^2} = 0.02976$$

De tabla:

$$W = 0.030$$

$$\rho = 0.030 \times \frac{210}{4200} = 0.0015$$

$$A_s = 0.0015 \times 25 \times 44 = 1.65cm^2 \quad 2 \phi 1/2"$$

Chequeo del cortante:

$$V = 2722.50 \times 1.00 = 2722.50kg$$

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 25 \times 44$$

$$V_c = 7603.62kg$$

$$V < V_c$$

Según la comparación, no se requiere teóricamente armadura en el alma. Pero el código ACI 83 exige una armadura mínima en el alma igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{b_s}{f_y}$$

Luego se colocarán:

$$\phi 1/4" : 1 \text{ a } 0.10m \quad \text{resto a } 0.20m$$

Viga IV 2

Trabajaremos con una viga de $0.25 \times 0.50m^2$.

Metrado de cargas

Cargas permanentes

Peso de losa aligerada	$300.00 \times 4.00 \times 1.00$	= 1200.00
Peso propio de viga	$2400.00 \times 0.25 \times 0.50 \times 1.00$	= 300.00
Peso de tabique	$1800.00 \times 0.15 \times 2.50 \times 4.00$	= 2700.00
Sobrecarga	$1800.00 \times 0.25 \times 4.00 \times 1.00$	= 1800.00
		<u>= 6000.00</u>

$$W_L = 200.00 \times (2.00 + 2.00) = 800.00 \text{ kg}$$

$$W_u = 1.5W_D + 1.8W_L = 1.5 \times 6000.00 + 1.8 \times 800.00$$

$$W_u = 10440.00 \text{ kg/m}$$

Diseño de la viga

$$M = \frac{1}{2}(10440.00)(1.00)^2 = 5220.00 \text{ kg} - m$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{5220.00 \times 100}{0.9 \times 210 \times 25 \times (44)^2} = 0.05706$$

De tabla:

$$W = 0.059$$

$$\rho = 0.059 \times \frac{210}{4200} = 0.00295$$

$$A_s = 0.00295 \times 25 \times 44 = 3.245 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

Chequeo del cortante:

$$V = 10440.00 \times 1.00 = 10440.00 \text{ kg}$$

$$V_C = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 25 \times 44$$

$$V_C = 7603.62 \text{ kg}$$

$$V < V_C$$

Según la comparación, no se requiere teóricamente armadura en el alma. Pero por las condiciones antes expuestas colocaremos:

$$\phi 1/4'' : 1 \text{ a } 0.10 \text{ m} \quad \text{resto a } 0.20 \text{ m}$$

DISEÑO DE VIGA CHATA – PRIMER PISO

En el diseño de viviendas económicas es poco frecuente poner vigas peraltadas, en su reemplazo se colocan vigas chatas, es decir vigas que tienen

el mismo espesor que la losa pero que a diferencia de las peraltadas estas no se ven una vez vaciada la losa.

El comportamiento estructural es el mismo solo que la viga chata lleva más cantidad de acero que la peraltada. En nuestro caso vamos a diseñar la viga chata del primer piso que está en la zona de la sala – comedor.

Viga chata $0.50 \times 0.20m^2$ $luz = 3.55m$

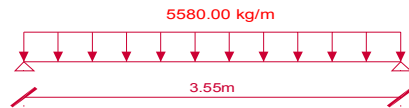
Metrado de cargas

$$\begin{aligned} \text{Peso de losa aligerada} & 300.00 \times \frac{1}{2} (3.125 + 3.875) \times 100 = 1050.00 \\ \text{Peso propio de viga} & 2400.00 \times 0.50 \times 0.20 \times 1.00 = 240.00 \\ \text{Peso de tabique} & 1800.00 \times 0.25 \times 2.50 \times 2.00 = 1125.00 \\ & = 2415.00 \end{aligned}$$

$$\text{Sobrecarga} \quad 300.00 \times \frac{1}{2} (4.00 + 3.25) \times 100 = 1087.50$$

$$W_u = 1.5W_D + 1.8W_L = 1.5 \times 2415.00 + 1.8 \times 1087.50$$

$$W_u = 5580.00 \text{ kg/m}$$



Haciendo el análisis estructural correspondiente:

$$M_{AB} = -\frac{5580.00 \times 3.55^2}{12} = -5860.16 \text{ kg} - m \approx 5860 \text{ kg} - m$$

$$M_{\text{centro luz}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{5580.00 \times 3.55^2}{8} = 8790.24 \approx 8790 \text{ kg} - m$$

+0.8		+0.80
-5860.00	+8790.00	+5860.00
+4688.00		-4688.00
-2344		+2344
+1875		-1875
-938		+938
+750		-750

-375		+375
+300		-300
-150		+150
+120		-120
-60		+60
+48		-48
-24		+24
+19		-19*
-15		+15
+12		-12
-6		+6
+5		-5
-3		+3
+2		-2
-1		+1
+1		-1
-1956	+6834	+1956

$$M_A = -1956 \text{ kg} - m$$

$$M_{\text{centro luz}} = 6834 \text{ kg} - m$$

$$M_B = -1956.00 \text{ kg} - m$$

Diseño de los momentos negativos

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{1956.00 \times 100}{0.9 \times 210 \times 50 \times 16.5^2} = 0.076$$

$$\rho = 0.08 \times \frac{210}{4200} = 0.0045$$

$$A_s = 0.004 \times 50 \times 16.5 = 13.3 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

Diseño de momento positivo

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 M_u}{\phi f'_c b d^2}}$$

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 \times 6834 \times 100}{0.9 \times 210 \times 50 \times 16.5^2}}$$

$$W = 0.3294$$

$$\rho = 0.3294 \times \frac{210}{4200} = 0.01647$$

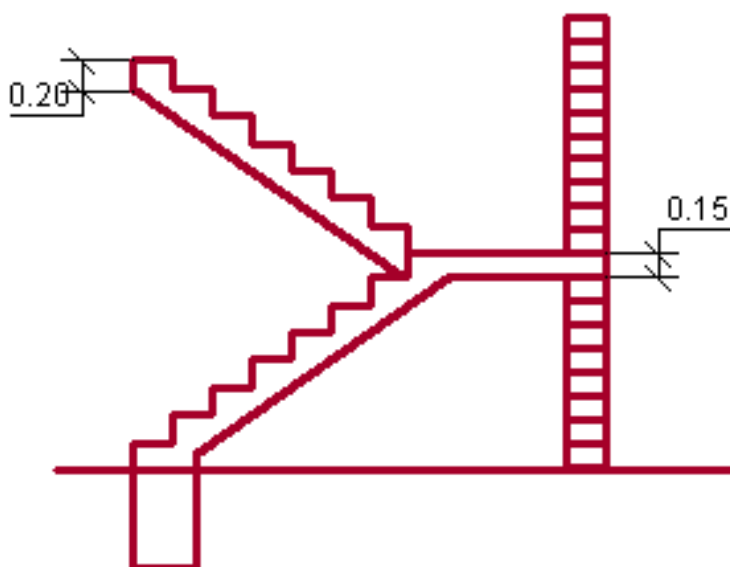
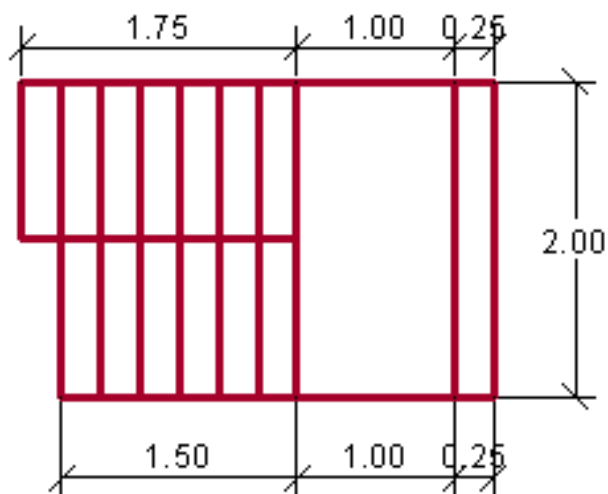
$$A_s = 0.01647 \times 50 \times 16.5 = 13.59 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 1'' + 3 \phi 3/4''$$



**DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UNA ESCALERA
DE DOS TRAMOS**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESCALERA DE DOS TRAMOS



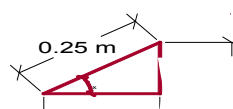
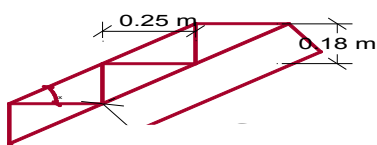
Espesor de la losa
"e":

$$e = \frac{300}{25} = 0.12m$$

Trabajamos con
una losa de
0.15m

Metrado de cargas:

- a) Peso propio del tramo inclinado



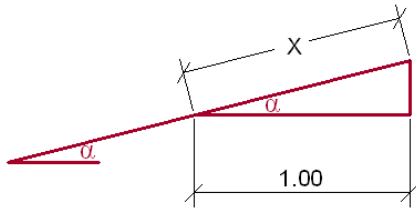
$$\cos \alpha = 0.8064516$$

TRABAJANDO POR METRO DE LONGITUD

Peso de losa	$0.15 \times 1.00 \times \frac{1.00}{\cos \alpha} \times 2400.00$	= 446.40
Peso de las gradas	$\left[\frac{1}{2} \times 0.25 \times 0.18 \times 1.00 \times 2400.00 \right] \times \frac{1}{0.25}$	= 216.00
Peso de acabado	$[(0.25 + 0.18) \times 1.00 \times 100.00] \times \frac{1}{0.25}$	= 172.00
Revoque	$\left(1.00 \times \frac{1}{\cos \alpha} \right) \times 60$	= 74.40
		= 908.80

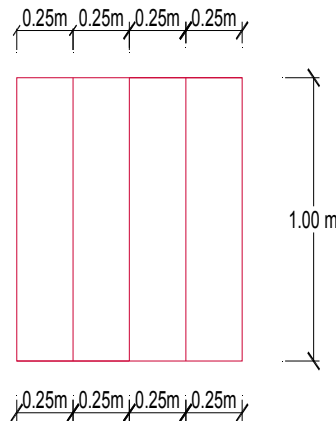
Observaciones:

1. Multiplicamos por $\frac{1.00}{\cos \alpha}$ porque trabajamos con la proyección.



$$\cos \alpha = \frac{1.00}{X} \Rightarrow X = \frac{1.00}{\cos \alpha}$$

2. El peso de las gradas y del acabado lo dividimos entre 0.25m porque trabajamos por metro de longitud. Si una grada mide 0.25m entonces en un metro lineal entra $\frac{1.00}{0.25}$ gradas, es decir 4 gradas por metro de longitud.



$$1 \text{ grada} = 0.25m$$

$$N^{\circ} \text{ gradas} = 1.00m$$

$$N^{\circ} \text{ gradas} = \frac{1.00}{0.25} = 4.00$$

a) Peso propio del tramo horizontal:

Peso propio de losa	$0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400.00$	= 360.00
Peso de acabados	$1.00 \times 1.00 \times 100.00$	= 100.00
Revoque inferior	$1.00 \times 1.00 \times 60.00$	= 60.00
		<hr/>
		= 520.00

b) Determinación de sobrecargas

Trabajaremos con	200.00 kg/m^2
	$1.00 \times 200.00 = 200.00 \text{ kg/m}$

c) Cálculo de W_u

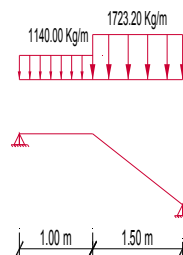
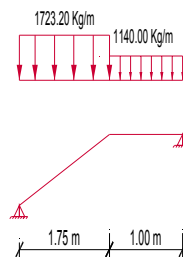
$$W_u = 1.5D + 1.8L$$

Tramo inclinado $W_u = 1.5 \times 908.80 + 1.80 \times 200.00$

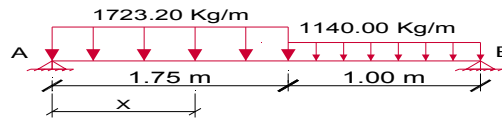
$$W_u = 1723.20 \text{ kg/m}$$

Tramo horizontal $W_u = 1.5 \times 520.00 + 1.80 \times 200.00$

$$W_u = 1140.00 \text{ kg/m}$$



ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRIMER TRAMO



$$2.75R_A = 1723.20 \times 1.75 \times 1.875 + 1140.00 \times 1.00 \times 0.5$$

$$R_A = 2263.36 \text{ kg}$$

$$2.75R_B = 1723.20 \times 1.75 \times 0.875 + 1140.00 \times 1.00 \times 2.25$$

$$R_B = 1892.24 \text{ kg}$$

$$M = 2263.36 \times x - 1723.20 \frac{X^2}{2}$$

Cálculo del momento máximo:

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 2263.36 = 1723.20 X \Rightarrow X = 1.31 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.31) = 1486.41 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{1486.41 \times 100}{0.9 \times 210 \times 100 \times 12^2} = 0.0546$$

$$W = 0.056$$

$$\rho = 0.056 \times \frac{210}{4200} = 0.0028$$

$$A_s = 0.0028 \times 100 \times 12 = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' \text{ espaciados a } S = \frac{0.71 \times 100}{3.36} = 21.13 \text{ cm}$$

$$5 \phi 3/8'' \text{ a } 0.21 \text{ m}$$

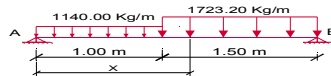
Armadura negativa

$$A_{S(-)} = \frac{1}{2} A_{S(+)} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/8'' \text{ espaciados a } S = \frac{0.71 \times 100}{1.68} = 42.26 \text{ cm}$$

$$3 \phi 3/8'' \text{ a } 0.42 \text{ m}$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SEGUNDO TRAMO



$$2.50R_A = 1140.00 \times 1.00 \times 2.00 + 1723.20 \times 1.50 \times 0.75$$

$$R_A = 1687.44 \text{ kg}$$

$$2.50R_B = 1140.00 \times 1.00 \times 0.50 + 1723.20 \times 1.50 \times 1.75$$

$$R_B = 2037.36 \text{ kg}$$

$$M = 1687.44X - 1140.00 \times 1.00(X - 0.5) - 1723.20 \times 1.50 \frac{(X - 1)^2}{2}$$

Cálculo del momento máximo:

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 1687.44 - 1140.00 + 1723.20 \times 1.50 = 1723.20 \times 1.50 X$$

$$\Rightarrow X = 1.21 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.21) = 1687.44(1.21) - 1140.00(1.21 - 0.5) - 1723.20 \times 1.50 \frac{(1.21 - 1)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 1175.41 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de acero

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{1175.41 \times 100}{0.9 \times 210 \times 100 \times 12^2} = 0.043$$

$$W = 0.044$$

$$\rho = 0.044 \times \frac{210}{4200} = 0.0022$$

$$A_s = 0.0022 \times 100 \times 12 = 2.64 \text{ cm}^2$$

Trabajando con varillas de $\phi 3/8''$ estas irán espaciados por:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{2.64} = 26.89 \text{ cm}$$

Se requieren 3 $\phi 3/8''$ espaciados a 0.27m

Armadura negativa

$$A_{s(-)} = \frac{1}{2} A_{s(+)} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Trabajando con varillas de $\phi 3/8''$, estos irán espaciados

$$S = \frac{0.71 \times 100}{1.32} = 0.54 \text{ cm}$$

2 $\phi 3/8''$ a 0.50m

Acero de temperatura

$$e = 0.15 \text{ m} \quad A_{St} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$\phi 3/8''$ a 0.30m



**DISEÑO DE LA
CIMENTACIÓN**

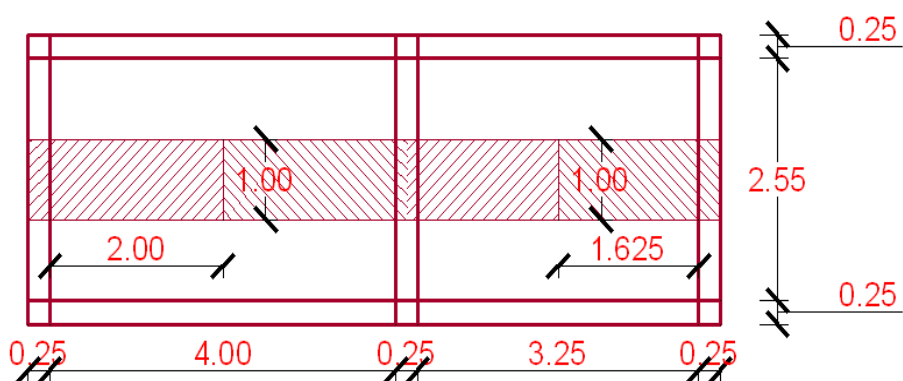
El cimiento se diseñará para la zona más crítica.

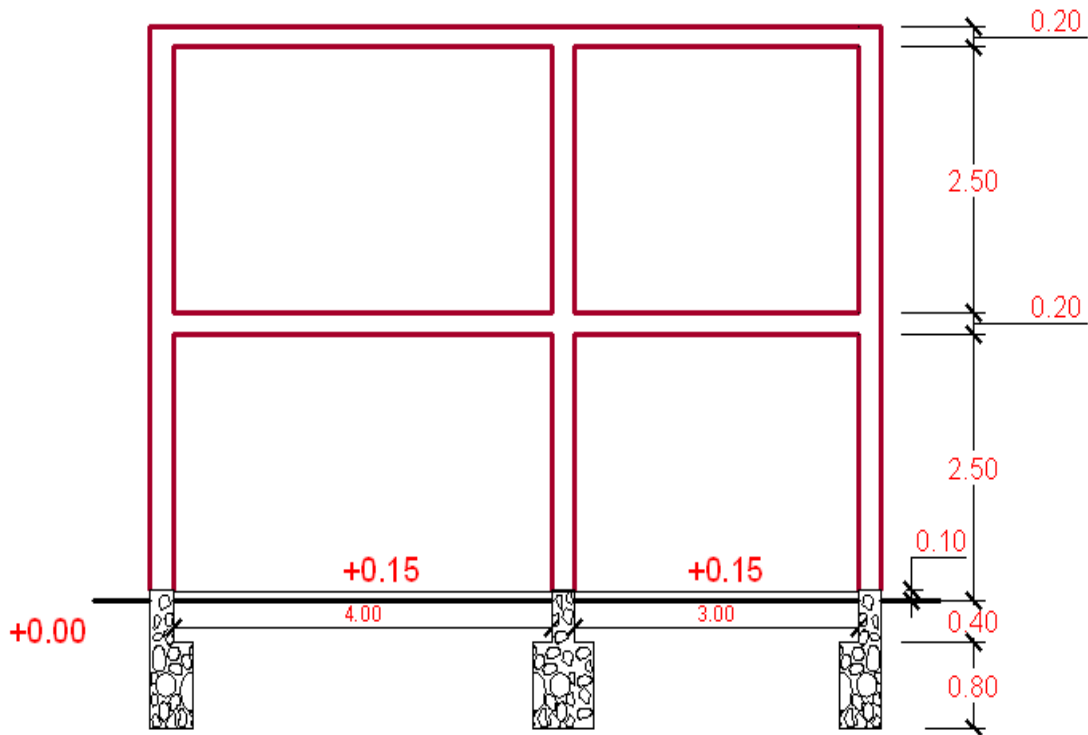
Analizando al plano de losa aligerada vemos que tenemos que analizar los cimientos que soportarán:

1. Los muros portantes perimétricos.
2. El muro portante central.
3. Los muros no portantes.

CIMIENTO QUE SOPORTA LOS MUROS PORTANTES PERIMÉTRICOS

Analizando por metro de longitud la zona de los aligerados G y D del primer piso y O y L del segundo piso.





Cimiento del muro 1 – 1:

1. Peso de losa aligerada

Primer piso	$300.00 \times 2.00 \times 1.00$	600.00kg
Segundo piso	$300.00 \times 2.00 \times 1.00$	600.00kg
		<u>1200.00kg</u>

2. Peso del ladrillo pastelero y acabados

Primer piso	$100.00 \times 2.00 \times 1.00$	200.00kg
Segundo piso	$100.00 \times 2.25 \times 1.00$	225.00kg
		<u>425.00kg</u>

3. Peso de vigas soleras

Primer piso	$2400.00 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.00$	120.00kg
Segundo piso	$2400.00 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.00$	120.00kg
		<u>240.00kg</u>

4. Peso de muros

Primer piso	$1800.00 \times 0.25 \times 2.40 \times 1.00$	1080.00kg
Segundo piso	$1800.00 \times 0.25 \times 2.50 \times 1.00$	1125.00kg
		<u>2205.00kg</u>

5. Sobrecarga

Primer piso	$200.00 \times 2.00 \times 1.00$	$400.00kg$
Segundo piso	$150.00 \times 2.25 \times 1.00$	$337.50kg$
		$737.50kg$

6. Sobrecimiento

$$2200(0.50 \times 0.25 \times 1.00) = 275.00kg$$

7. Cimiento

$$2200(0.80 \times b \times 1.00) = 1760.00b \text{ kg}$$

	Peso de:	Peso (kg) / ml
1.	Losa aligerada	1200.00
2.	Ladrillo pastelero y acabados	425.00
3.	Vigas soleras	240.00
4.	Muros	2205.00
5.	Sobrecarga	737.50
6.	Sobrecimiento	275.00
7.	Cimiento	1760.00b
		$5082.5 + 1760.00b$

Si la capacidad portante del suelo es $\sigma = 1.425 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$b(1.00) = \frac{5082.50 + 1760.00b}{1.425 \times 10^4}$$

$$b = 0.407m$$

Trabajaremos con un cimiento de:

$$b = 0.40m$$

Cimiento para el muro central

1. Peso de losa aligerada

Primer piso	$300.00 \times 3.625 \times 1.00$	$1087.50kg$
Segundo piso	$300.00 \times 3.625 \times 1.00$	$1087.50kg$
		$2175.00kg$

2. Peso del ladrillo pastelero y acabados

Primer piso	$100.00 \times 3.875 \times 1.00$	387.50kg
Segundo piso	$100.00 \times 3.625 \times 1.00$	362.50kg
		<u>750.00kg</u>

3. Peso de vigas soleras

Primer piso	$2400.00 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.00$	120.00kg
Segundo piso	$2400.00 \times 0.50 \times 0.20 \times 1.00$	240.00kg
		<u>360.00kg</u>

4. Peso de muros

Primer piso	$1800.00 \times 0.25 \times 2.40 \times 1.00$	1080.00kg
Segundo piso	$1800.00 \times 0.25 \times 2.50 \times 1.00$	1125.00kg
		<u>2205.00kg</u>

5. Sobrecarga

Primer piso	$200.00 \times 3.625 \times 1.00$	725.00kg
Segundo piso	$150.00 \times 3.875 \times 1.00$	581.25kg
		<u>1306.25kg</u>

6. Sobrecimiento

$$2200(0.50 \times 0.25 \times 1.00) = 275.00kg$$

7. Cimiento

$$2200(0.80 \times b \times 1.00) = 1760.00b \text{ kg}$$

	Peso de:	Peso (kg) / ml
8.	Losa aligerada	2175.00
9.	Ladrillo pastelero y acabados	750.00
10.	Vigas soleras	360.00
11.	Muros	2205.00
12.	Sobrecarga	1306.25
13.	Sobrecimiento	275.00
14.	Cimiento	1760.00b
		<u>7071.25+1760.00b</u>

Para $\sigma = 1.425 \text{ kg/cm}^2$.

$$b(1.00) = \frac{7071.25 + 1760.00b}{1.425 \times 10^4}$$

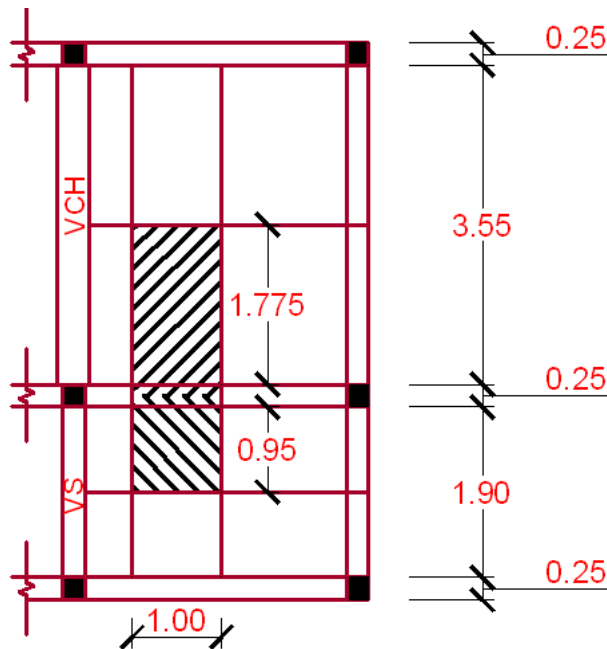
$$b = 0.566m$$

Trabajaremos con un cimiento de $b = 0.60m$

Dejamos como ejercicio hallar el ancho del cimiento del muro 3.

Cimiento de muros no portantes

Analizando el muro B con la zona tributaria de los aligerados B y C del primer piso y J y K del segundo piso.



Los muros no portantes no reciben el peso de la losa aligerada.

1. Peso de vigas de amarre

Primer piso	$2400.00 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.00$	120.00kg
Segundo piso	$2400.00 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.00$	120.00kg
		<u>240.00kg</u>

2. Peso de muros

Primer piso	$1800.00 \times 0.15 \times 2.40 \times 1.00$	648.00kg
Segundo piso	$1800.00 \times 0.15 \times 2.50 \times 1.00$	675.00kg
		<u>1323.00kg</u>

3. Sobrecimiento

$$2200(0.50 \times 0.15 \times 1.00) = 165.00 \text{ kg}$$

4. Cimiento

$$2200(0.80 \times b \times 1.00) = 1760.00b \text{ kg}$$

	Peso de:	Peso (kg) / ml
1.	Vigas de amarre	240.00
2.	Muros	1323.00
3.	Sobrecimiento	165.00
4.	Cimiento	1760.00b
		1728.00+1760.00b

Para $\sigma = 1.425 \text{ kg/cm}^2$.

$$b(1.00) = \frac{1728.00 + 1760.00b}{1.425 \times 10^4}$$

$b = 0.138m$

Trabajaremos con un cimiento mínimo:

$b = 0.40m$



**DISEÑO DE MUROS
DE CERCO**

DISEÑO DE MUROS DE CERCO

En una vivienda de tipo económico los muros de cerco son los que van a la entrada en la zona de cochera y jardín. También son los que van en la zona del fondo. Para el diseño de este tipo de muros nos basamos en las normas de albañilería vigentes en el capítulo denominado Muros no portantes.

Lo que tenemos que diseñar es el espesor de los muros y el espaciamiento entre columnas.

ESPACIAMIENTO ENTRE COLUMNAS

Para determinar el espaciamiento entre columnas determinamos al espesor de muros y la altura que tendrán. Tenemos que definir la zona donde se construirá. En nuestro caso trabajaremos con muros de espesor de 0.14m, altura de 2.00m y a construirse en Lima. La mezcla a utilizarse será mortero con cal.

El espesor de muros para muros no portantes es:

$$M_s = m.w.a^2$$

Donde: $V = 1.00$ por ser categoría "C"
 $Z = 1.00$ por ser Lima zona 1

Del artículo D de las normas de albañilería referida a muros no portantes, dice que S tendrá un valor de 0.20 para zona sísmica 1 y cuando son cercos.

Este valor obtenido sale de la tabla N° 01.

En caso de usarse mortero sin cal el valor de S se multiplicará por 1.33 por la parte "b" de la tabla n° 01.

En nuestro caso $S=0.20$

Trabajaremos con muros que tengan tres bordes arriostrados.

En este caso trabajaremos con el caso 2 de la tabla N° 02.

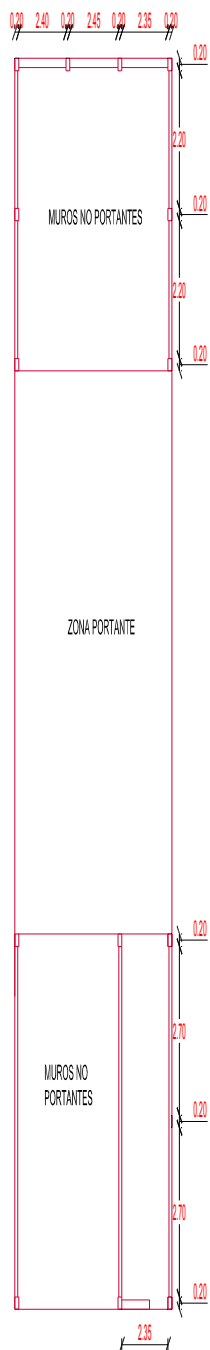
Reemplazamos datos en $M_s = m.w.a^2$

Donde: $w = 0.8.Z.U.C_1 . \gamma.e$

No conocemos “m” ni “a”, “a” es la diferencia entre arriostres y “b” es la altura del muro.

Donde valores para “a” y “m”

COLUMNAS DE MUROS NO PORTANTES



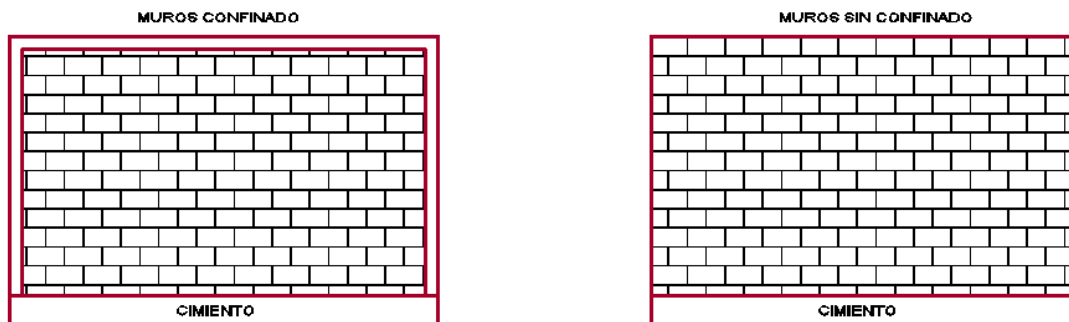
MUROS DE CORTE

Los Muros de albañilería, por la gran rigidez y resistencia en su plano, son elementos muy eficaces para transmitir acciones sísmicas paralelas a su plano.

Cuando un muro transmite principalmente fuerzas cortantes en su plano recibe el nombre de MURO DE CORTE.

Los muros de corte de albañilería pueden ser de dos tipos:

1. Muros confinados, cuando están enmarcados por elementos de concreto armado.
2. Muros sin confinar, cuando no existe un marco completo de concreto armado.

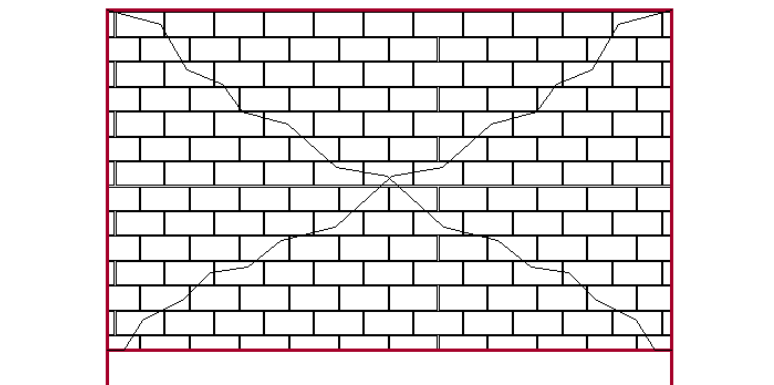


MUROS SIN CONFINAR

Bajo la acción de fuerzas horizontales en un plano, como en el caso de los sismos, un muro puede fallar por flexión, corte y tracción inclinada. Para las proporciones usuales de los muros, el primer modo de falla es bastante improbable.

FALLA POR CORTE

Este tipo de falla se manifiesta por desplazamiento horizontal de la parte superior del muro respecto de la parte inferior al formarse una grieta en las juntas de mortero con un recorrido escalonado como se muestra en la figura.



FALLA POR TRACCIÓN DIAGONAL

Este tipo de falla se manifiesta por agrietamiento inclinado que atraviesa los ladrillos. Se presenta cuando el mortero es de buena calidad y su adherencia con los ladrillos es alta.

MUROS CONFINADOS

El confinamiento modifica sustancialmente el comportamiento de los muros de corte.

Si se aplica una fuerza horizontal en el plano del muro y en su borde superior se observa que, inicialmente, el marco y el muro actúan monolíticamente.

Si la superficie de contacto entre el muro y el marco no es endentada, el marco se separa del muro.

El conjunto actúa como una armadura en la que la albañilería hace las veces de una diagonal en compresión.

La compresión diagonal genera perpendicularmente esfuerzos de tracción importantes que, eventualmente llegan a agrietar el muro.

Después del agrietamiento, el comportamiento depende principalmente de las características del marco, si la unión entre vigas en columnas es débil, la grieta del muro puede prolongarse a través del marco, produciéndose el colapso.

Si las vigas y la columna tienen suficiente resistencia en la vecindad de la unión, la grieta no progresa, el muro continúa resistiendo cargas hasta que

eventualmente se produce la falla del muro por aplastamiento en las esquinas comprimidas.

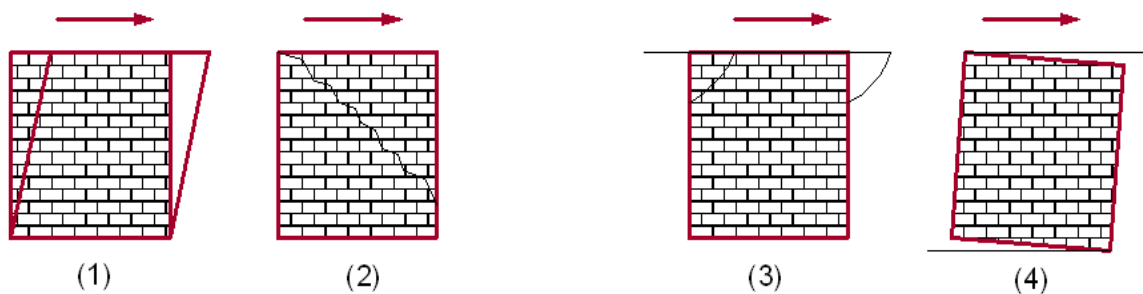
La capacidad de deformación de los muros confinados es sustancialmente superior al de los muros sin confinar.

CONSIDERACIONES PARA MUROS BAJOS

En edificaciones de pocos pisos la altura del muro suele ser menor a la longitud del mismo, en este caso no se cumple la hipótesis de flexión. El comportamiento es como el de las vigas de gran peralte. Por lo antes expuesto es común que el muro falle por deslizamiento, debido a la mínima carga axial existente y también falla por corte y tracción diagonal.

Es improbable que el muro tome momentos muy importantes debido a que antes que esto ocurra la cimentación habrá girado controlando el momento que realmente puede llegar al muro.

COMPORTAMIENTO DEL MURO ANTE LAS ACCIONES DE FUERZA CORTANTE Y SISMO



→ *Fuerza sísmica*

(2) *Falla por corte*

(1) *Falla por momento*

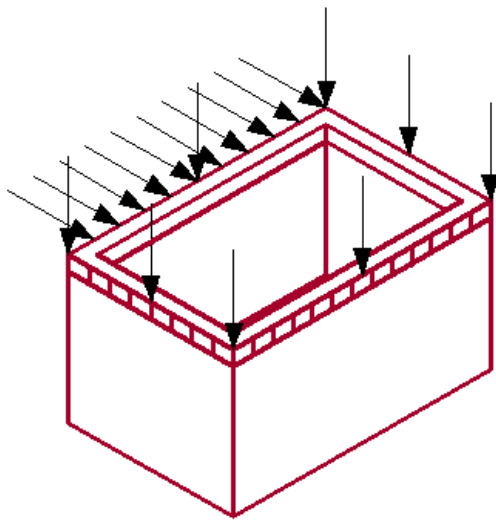
VIGAS SOLERAS Y DE AMARRE

Sobre los muros se colocan vigas soleras y de amarre, juntas constituyen lo que se denomina COLLARÍN.

La función de estos elementos estructurales es:

1. Sostiene y distribuye uniformemente las cargas verticales.
2. Soporta las fuerzas laterales del sismo.

En el instante del sismo el muro de bloques oscila en la parte superior originándose rajaduras. Es por tal razón que se colocan vigas soleras y de amarre protegiéndose de esta manera el muro ante sollicitaciones sísmicas.



FUNCIÓN DE LAS VIGAS SOLERAS Y DE AMARRE



FALLA DE MUROM SIN VIGA SOLERA

CRITERIOS PARA EL DISEÑO

Asumimos un edificio de “n” pisos en voladizo de muros de albañilería.

En estos muros hay flexión y se producen esfuerzos normales de flexión, que son de variación lineal, y cortantes que son de variación parabólica.

En el caso que el muro de albañilería en planta tenga forma de “T” la variación del esfuerzo cortante se muestra en la fig. 2 donde la variación de los esfuerzos normales sigue siendo lineal y los cortantes en los extremos (iguales a las T) son pequeñas (variación parabólica) y en el alma son también parabólicas.

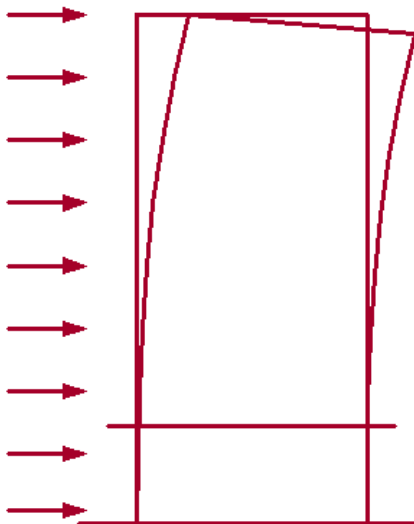


Fig. N° 1

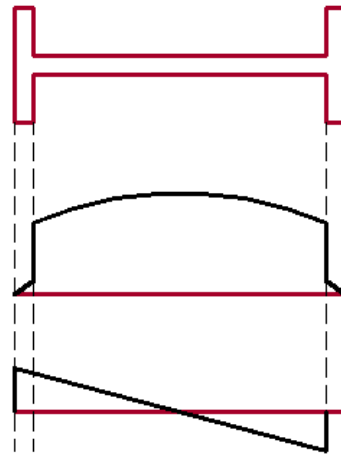
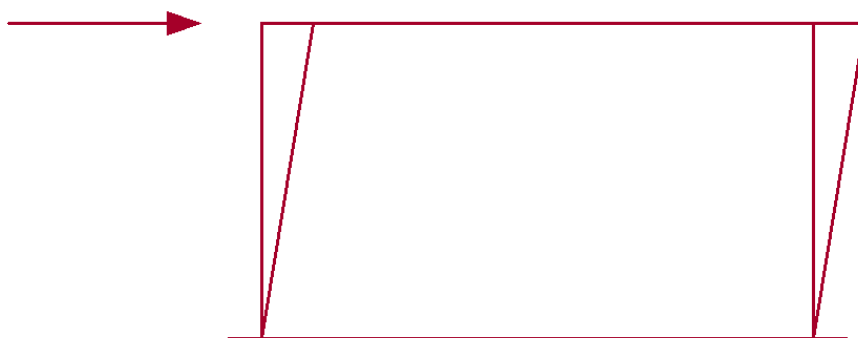


Fig. N° 2

Cuando se trate de edificios de albañilería de pequeña altura de uno o dos pisos los muros de albañilería no van a sufrir flexión, ya que sólo se deforman por corte como se muestra en la fig. 3.

La distribución de esfuerzos normales por flexión es nula y solo existe CORTE PURO.

En el caso que el muro en planta tenga sección T, o cualquier sección se siguen produciendo corte puro y los esfuerzos responden a la relación $\tau = P/A$.



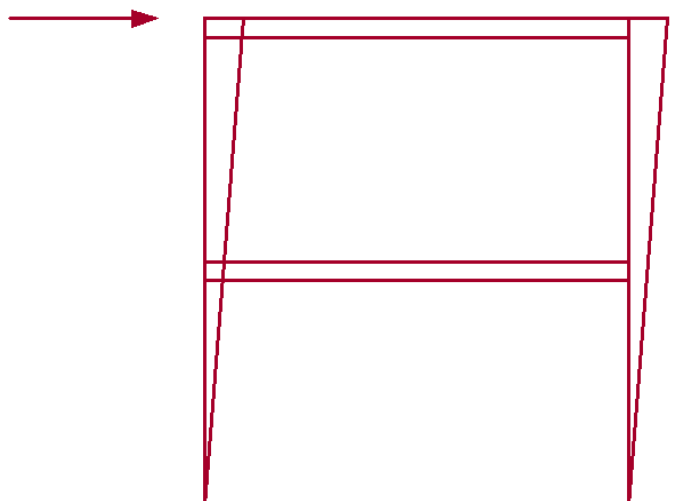
La teoría en que se fundamenta el diseño de albañilería es en que los muros de albañilería se deforman únicamente por corte.

Es fundamental la relación largo altura.

Por lo general los muros que se diseñan son más largos que altos y se calculan por piso.

Para el diseño de albañilería se considera cada piso por separado y se considera que se deforma como un rectángulo.

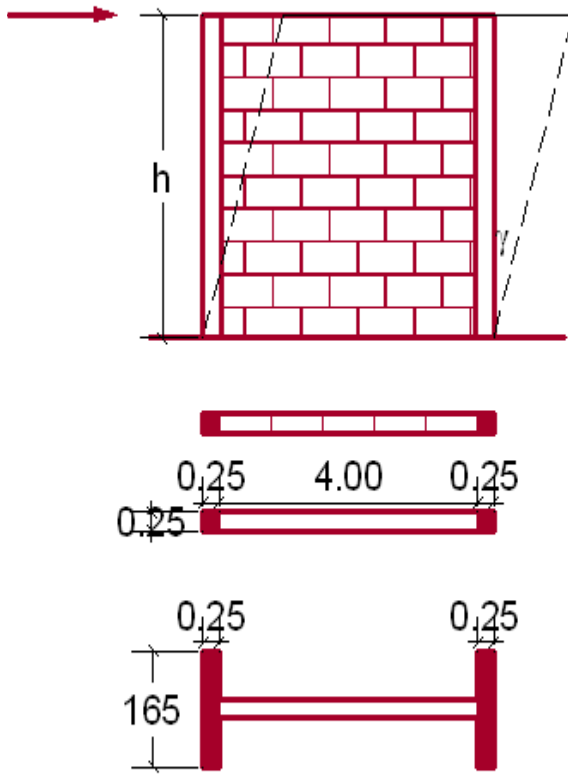
La estructura se deforma en base al MODO CORTANTE.



La viga "T" es un artificio.

En este tipo de estructuras no hay flexo compresión por las alturas consideradas y porque estamos en modo cortante.

MURO EN EL MODO CORTANTE



Del gráfico $\gamma = \frac{\delta}{h}$

Por resistencia de materiales

$$\gamma = \frac{\tau_c}{G_c} = \frac{\tau_{alb}}{G_{alb}}$$

Se asume

$$\frac{G_c}{G_{alb}} = \frac{KE_c}{KE_{alb}}$$

$$\tau_c = \frac{E_c}{E_{alb}} \tau_{alb}$$

$$\tau_c = n \tau_{alb}$$

$$A_c \tau_c = n A_c \tau_{alb}$$

$n A_c$: sección transformada

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_{alb} = 500 f'_m$$

Para $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 11.33$$

Trabajamos con $n = 11$

Si la columna es de $15 \times 25 = 375 \text{ cm}^2$

La sección transformada $= 11 \times 375 = 4125 \text{ cm}^2$

CHEQUEO AL CORTE DE MUROS

Al efectuar el chequeo al corte de los muros 2-2 y 3-3 del primer piso el f'_v es de 4.39kg/cm² y 2.64kg/cm² respectivamente, dándonos un f_v de 1.36 y 1.32 para cada caso.

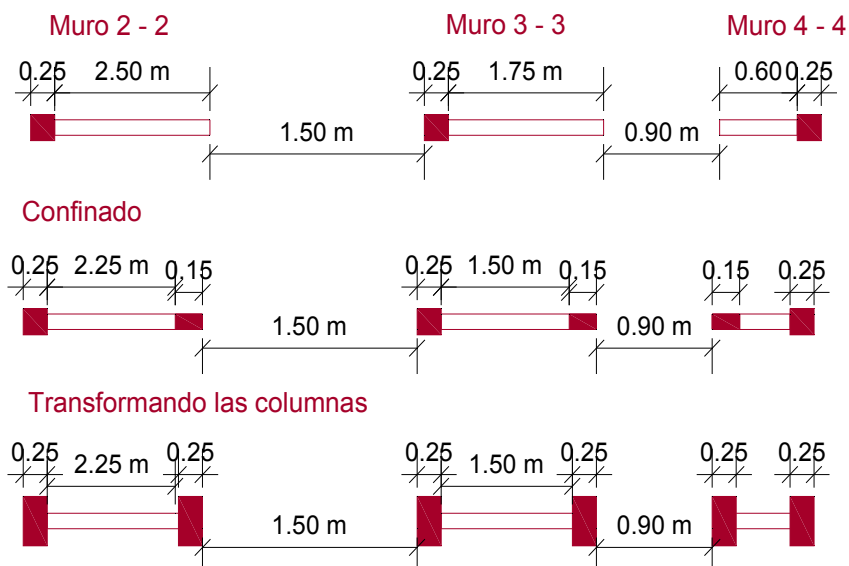
Como los muros no pasan el corte por los cálculos obtenidos haremos uso de la sección transformada donde $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$ y $E_m = 500f'_m$.

Trabajando con $f'_c = 175\text{kg/cm}^2$ y $f'_m = 35\text{kg/cm}^2$ tenemos que

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{198431.35}{17500} = 11.33$$

Trabajaremos con $n = 11$.

Con los datos hallados vamos a confinar los muros 2-2, 3-3 y 4-4 con columnas de 0.15x0.25cm² y luego transformaremos para hacer los chequeos de cortante con el criterio de sección transformada. Con este método aprovechamos el cortante de la armadura. Inicialmente los muros estaban de la forma siguiente.



$$A = 3.93\text{m}^2$$

$$\sum XA = 17.20\text{m}^3$$

$$X_{CG} = 4.3765\text{m}$$

El momento de inercia respecto al centro de gravedad es $I_{CG} = 30.4935\text{m}^4$.

CHEQUEO AL CORTE DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA PRIMER PISO

Muro 2-2

$$V = 16447.51\text{kg}$$

Área inicial 3750cm^2

Área transformada

$$275 \times 25 + 225 \times 15 + 25 \times 165 = 14375\text{cm}^2$$

$$V = \frac{16447.51}{14375} = 1.14 < 1.36 \text{ ok}$$

Muro 3-3

$$V = 6917.18\text{kg}$$

Área inicial 2625cm^2

Área transformada

$$275 \times 25 + 150 \times 15 + 25 \times 165 = 13250\text{cm}^2$$

$$V = \frac{6917.18}{13250} = 0.52 < 1.32 \text{ ok}$$

CHEQUEO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Según las normas de albañilería en su artículo E.3.e dice:

“Para los casos de flexo compresión (casos E3; d2 y d6), la compresión combinada de la carga vertical y el momento será tal que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1$$

En la que: f_a : esfuerzo resultante de la carga vertical axial

F_a : esfuerzo admisible para carga axial

f_m : esfuerzo resultante del momento

F_m : esfuerzo admisible para compresión por flexión

De la norma de albañilería artículo 12.2 para albañilería confinada tenemos.

a. Compresión axial

$$F_a = 0.20f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

Trabajando con $f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$ $h = 2.50 \text{ m}$, $t = 0.15 \text{ m}$

$$F_a = 0.20 \times 35 \left[1 - \left(\frac{2.50}{35 \times 0.15} \right)^2 \right]$$

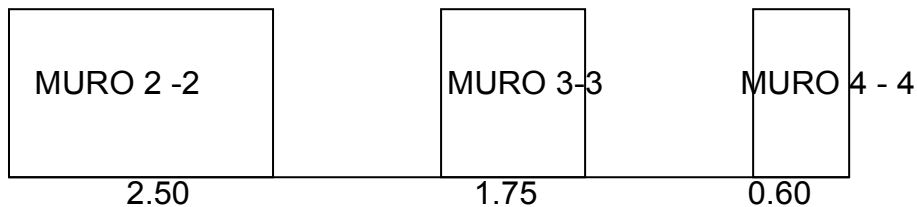
$$F_a = 5.41 \text{ kg/cm}^2$$

b. Compresión por flexión

$$F_m = 0.40f'_m$$

$$F_m = 0.40 \times 35 = 14 \text{ kg/cm}^2$$

Analizando los muros a chequear



Peso que reciben los muros

Muro 2-2 3376.00kg

Muro 3-3 1721.00kg

Muro 4-4 810.00kg

El peso total P

$$P = 3376 + 1721 + 810 = 5907 \text{ kg}$$

$$5907 \times 1.30 = 7679.1 \text{ kg}$$

El momento M será

$$h = \frac{2.60 \times 0.30H + 0.70 \times 5.30}{0.30H + 0.70H} = 4.49$$

$$M = 16447.51 \times 4.49 = 73849.32 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{El } I_{CG} = 30.4935 \text{ m}^4$$

La luz total transformada es 8.10m

$$S = 7.5292593\text{m}^3 = 7529259.3\text{cm}^3$$

$$G = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} \qquad S = \frac{t \ell^2}{6}$$

$$G = \frac{7679.1\text{kg}}{39300\text{cm}^2} \pm \frac{7384932\text{kg} \cdot \text{m}}{7529259\text{cm}^3}$$

$$G = 0.195 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \pm 0.980 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1$$

Si la flexión es por sismo se permite un incremento del 33% en los valores admisibles.

$$F_a = 5.41\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f_a = 0.195\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$F_m = 14.00\text{kg}/\text{cm}^2$$

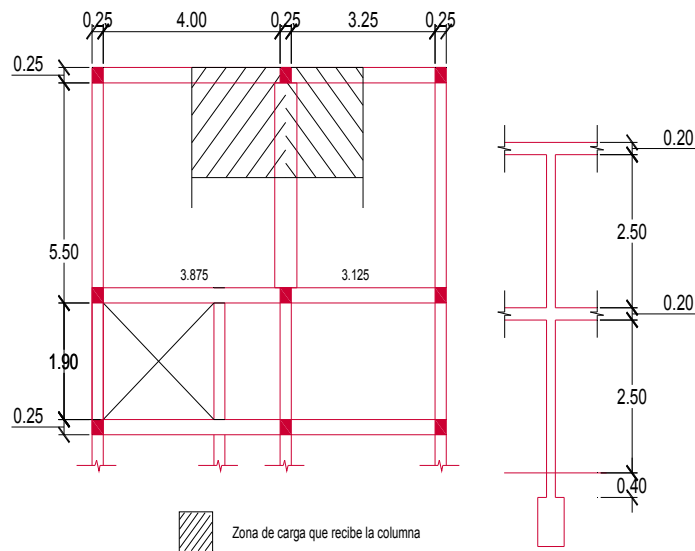
$$f_m = 0.98\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$\frac{0.195}{5.41} + \frac{0.98}{14}$$

$$0.036 + 0.07 = 0.106 \lll 1.33 \text{ ok}$$

ANÁLISIS DE LAS COLUMNAS 2-2, A-A; 2-2,B-B (PRIMER PISO)

Estas columnas están recibiendo el peso de la losa aligerada y vigas chatas de ambos pisos, por consiguiente será necesario considerar zapatas ya que éstas tienen función estructural.



METRADO DE CARGAS DE LA COLUMNA 2-25, A-A.

Peso de:

Losa aligerada

Primer piso	$1.9375 \times 1.775 \times 300.00$	$= 1031.72\text{kg}$	
	$1.5625 \times 1.775 \times 300.00$	$= 832.03\text{kg}$	
		1863.75kg	

Segundo piso

		1863.75kg	
	Total	3727.50kg	

Viga chata

Primer piso	$0.50 \times 0.20 \times 1.775 \times 2400.00$	$= 426.00\text{kg}$	
Segundo piso	$0.50 \times 0.20 \times 1.775 \times 2400.00$	$= 426.00\text{kg}$	
	Total	852.00kg	

Viga de amarre

Primer piso $(2.00 + 1.625)0.25 \times 0.20 \times 2400.00 = 435.00\text{kg}$

Segundo piso $(2.00 + 1.625)0.25 \times 0.20 \times 2400.00 = 435.00\text{kg}$

870.00kg

Columnas

Primer piso $0.25 \times 0.25 \times 2.90 \times 2400.00 = 435.00\text{kg}$

Segundo piso $0.25 \times 0.25 \times 2.50 \times 2400.00 = 375.00\text{kg}$

810.00kg

Sobrecarga

Primer piso $3.625 \times 1.775 \times 200.00 = 1286.87\text{kg}$

Segundo piso $2.025 \times 3.875 \times 150.00 = 1177.03\text{kg}$

2463.90kg

Acabado y ladrillo pastelero

Primer piso $3.625 \times 1.775 \times 100.00 = 643.44\text{kg}$

Segundo piso $2.025 \times 3.875 \times 100.00 = 784.69\text{kg}$

Muro

Segundo piso $1800.00 \times 2.50 \times 0.15 \times 3.625 = 2446.875\text{kg}$

Zapata

Considerando 0.80m de alto y de sección cuadrada

$$2400.00 \times 0.80 \times a^2 = 1920.00\text{kg}$$

$$P = 12598.40 + 1920.00a^2$$

Como la capacidad portante del suelo es 1.425 kg/cm²

$$1.425 = \frac{P}{A}$$

Se requiere zapata de 1.00 × 1.00m²

COLUMNA 2-2, B-B

La columna 2-2, B-B recibirá la otra parte que recibe la columna 2-2, A-A. Además recibirá la parte correspondiente al paño B-B. C-C entre 1-1,3-3 (ver Pág. 3).

Dejamos como ejercicio calcular las dimensiones. Solución $1.15 \times 1.15\text{m}^2$.

Tabla para calcular área de acero

$$\text{Cuantía } \rho = \omega \frac{f'_c}{d_y}$$

ω	.000	.001	.002	.003	.004	.005	.006	.007	.008	.009
.0	.0	.0010	.0020	.0030	.0040	.0050	.0060	.0070	.0080	.0090
.01	.0099	.0109	.0119	.0129	.0139	.0149	.0159	.0168	.0178	.0188
.02	.0197	.0207	.0217	.0226	.0236	.0246	.0256	.0266	.0275	.0285
.03	.0295	.0304	.0314	.0324	.0333	.0343	.0352	.0362	.0372	.0381
.04	.0391	.0400	.0410	.0420	.0429	.0438	.0448	.0457	.0467	.0476
.05	.0485	.0495	.0504	.0513	.0523	.0532	.0541	.0551	.0560	.0569
.06	.0579	.0588	.0597	.0607	.0616	.0625	.0634	.0643	.0653	.0662
.07	.0671	.0680	.0689	.0699	.0708	.0717	.0726	.0735	.0744	.0753
.08	.0762	.0771	.0780	.0789	.0798	.0807	.0816	.0825	.0834	.0843
.09	.0852	.0861	.0870	.0879	.0888	.0897	.0906	.0915	.0923	.0932
.10	.0941	.0950	.0959	.0967	.0976	.0985	.0994	.1002	.1011	.1020
.11	.1029	.1037	.1046	.1055	.1063	.1072	.1081	.1089	.1098	.1106
.12	.1115	.1124	.1133	.1141	.1149	.1158	.1166	.1175	.1183	.1192
.13	.1200	.1209	.1217	.1226	.1234	.1243	.1251	.1259	.1268	.1276
.14	.1284	.1293	.1301	.1309	.1318	.1326	.1334	.1342	.1351	.1359
.15	.1367	.1375	.1384	.1392	.1400	.1408	.1416	.1425	.1433	.1441
.16	.1449	.1457	.1465	.1473	.1481	.1489	.1497	.1506	.1514	.1522
.17	.1529	.1537	.1545	.1553	.1561	.1569	.1577	.1585	.1593	.1601
.18	.1609	.1617	.1624	.1632	.1640	.1648	.1656	.1664	.1671	.1679
.19	.1687	.1695	.1703	.1710	.1718	.1726	.1733	.1741	.1749	.1756
.20	.1764	.1772	.1779	.1787	.1794	.1802	.1810	.1817	.1825	.1832
.21	.1840	.1847	.1855	.1962	.1870	.1877	.1885	.1892	.1900	.1907
.22	.1914	.1922	.1929	.1937	.1944	.1951	.1959	.1966	.1973	.1981
.23	.1988	.1995	.2002	.1010	.1017	.1024	.2031	.2039	.2046	.2053
.24	.2060	.2067	.2075	.2082	.2089	.2096	.2103	.2110	.2117	.2124
.25	.2131	.2138	.2145	.2152	.2159	.2166	.2173	.2180	.2187	.2194
.26	.2201	.2208	.2215	.2222	.2229	.2236	.2243	.2249	.2256	.2263
.27	.2270	.2277	.2284	.2290	.2297	.2304	.2311	.2317	.2324	.2331
.28	.2337	.2344	.2351	.2357	.2364	.2371	.2377	.2384	.2391	.2397
.29	.2404	.2410	.2417	.2423	.2430	.2437	.2443	.2450	.2456	.2463
.30	.2469	.2475	.2482	.2488	.2495	.2501	.2508	.2514	.2520	.2527
.31	.2533	.2539	.2546	.2552	.2558	.2565	.2571	.2577	.2583	.2590
.32	.2596	.2602	.2608	.2614	.2621	.2627	.2633	.2639	.2645	.2651
.33	.2657	.2664	.2670	.2676	.2682	.2688	.2694	.2700	.2706	.2712
.34	.2718	.2724	.2730	.2736	.2742	.2748	.2754	.2760	.2766	.2771
.35	.2777	.2783	.2789	.2795	.2801	.2807	.1812	.2818	.2824	.2830
.36	.2835	.2841	.2847	.2853	.2858	.2864	.2870	.2875	.2881	.2887
.37	.2892	.2898	.2904	.2909	.2915	.2920	.2926	.2931	.2937	.2943
.38	.2948	.2954	.2959	.2965	.2970	.2975	.2981	.2986	.2992	.2997
.39	.3003	.3008	.3013	.3019	.3024	.2029	.3025	.3040	.3045	.3051

Ejemplo: diseño del acero positivo de una losa aligerada de 0.20m
 $\phi = 0.90, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, b = 10 \text{ cm}, d = 16.5 \text{ cm}, M_u = 755.68 \text{ kg} \cdot \text{m}$ usando el M_u

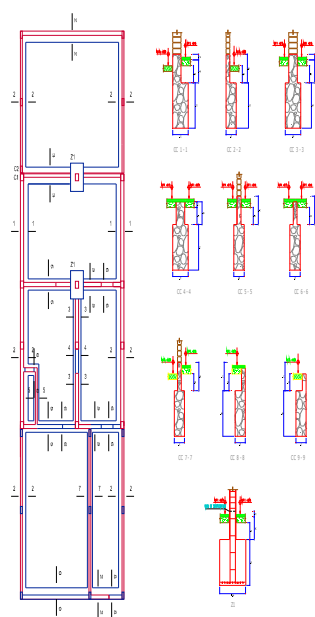
entramos a la tabla con $\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{755.68 \times 100}{0.90 \times 210 \times 40 (16.5)^2} = 0.037, \omega = 0.038$

El valor de ω al centésimo se lee en la primera columna y el milésimo en la primera fila.

$$\text{Cuantía } \rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.038 \times \frac{210}{4200} = 0.0019$$

EDICIVIL-
 Director: Genaro Delgado Contreras
 Telef. 770374 – 770148

TABLA PARA CALCULAR LA CANTIDAD DE ACERO



- Ejm.
- 1) Si necesitamos 5.16 cm² de acero De la tabla; se requiere 4 Φ 1/2"
 - 2) Si requerimos 2.84 cm² de acero De la tabla; se requiere 4 Φ 3/8"

* Si deseamos variar los diámetros podemos cambiar la sección de acuerdo al área obtenida

CIMENTACIÓN