



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**  
**SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL**



**- ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL -**

**“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERIA ARMADA”**

**PROFESOR DEL CURSO:**

Ing. Ángel San Bartolomé Ramos

**ELABORADO POR:**

Flores Guerrero, Ronald Wilder \* 20094443

\*Estudiante de intercambio: Universidad Nacional Del Centro Del Perú – Pontificia Universidad Católica Del Perú

**Lima, 20 de junio de 2009**



## **ÍNDICE**

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>Pag.3</b>
<b>2. CARACTERISTICAS.....</b>	<b>Pag.3</b>
<b>3. METRADO DE CARGAS .....</b>	<b>Pag.5</b>
<b>3.1. Cargas Unitarias.....</b>	<b>Pag.5</b>
<b>3.2. Metrado De Tanque De Agua.....</b>	<b>Pag.7</b>
<b>3.3. Cargas Indirectas .....</b>	<b>Pag.8</b>
<b>3.4. Peso Total del Edificio y Cargas Acumuladas.....</b>	<b>Pag.12</b>
<b>4. ANÁLISIS ANTE EL SISMO MODERADO.....</b>	<b>Pag.12</b>
<b>4.1 Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi) .....</b>	<b>Pag.13</b>
<b>4.2 Excentricidades Accidentales y Estados de Carga Sísmica.....</b>	<b>Pag.14</b>
<b>4.3. Materiales.....</b>	<b>Pag.15</b>
<b>4.4. Secciones Transversales.....</b>	<b>Pag.17</b>
<b>4.5. Desplazamientos Laterales, Distorsión Inelástica y Regularidad Torsional.....</b>	<b>Pag.21</b>
<b>4.6. Período Natural de Vibrar (T).....</b>	<b>Pag.25</b>
<b>4.7. Fuerzas Internas por Sismo Moderado.....</b>	<b>Pag.25</b>
<b>5. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y CONTROL DE FISURACIÓN.....</b>	<b>Pag.28</b>
<b>6. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO.....</b>	<b>Pag.31</b>



<b>7. DISEÑO DE LOS MUROS ANTE SISMO SEVERO.....</b>	<b>Pag.34</b>
<b>7.1. La filosofía de diseño.....</b>	<b>Pag.34</b>
<b>7.2. Verificación de la necesidad de confinamiento en los extremos libres del muro. .....</b>	<b>Pag.34</b>
<b>8. DISEÑO DEL PRIMER PISO.....</b>	<b>Pag.36</b>
<b>8.1. Resistencia a compresión y flexo compresión en el plano del muro.....</b>	<b>Pag.36</b>
<b>8.2. Evaluación de la Capacidad Resistente “<math>M_n</math>” .....</b>	<b>Pag.37</b>
<b>8.3. Cálculo del Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos.....</b>	<b>Pag.38</b>
<b>9. DISEÑO POR CORTE.....</b>	<b>Pag.43</b>
<b>9.1. Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel.....</b>	<b>Pag.45</b>
<b>10. DISEÑO DEL SEGUNDO Y TERCER PISO. ....</b>	<b>Pag.46</b>
<b>11. DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO.....</b>	<b>Pag.46</b>
<b>12. DISEÑO DEL REFUERZO VERTICAL DEL ALFÉIZAR.....</b>	<b>Pag.50</b>
<b>13. DETALLE DE PLANOS.....</b>	<b>Pag.51</b>



## 1. INTRODUCCIÓN.

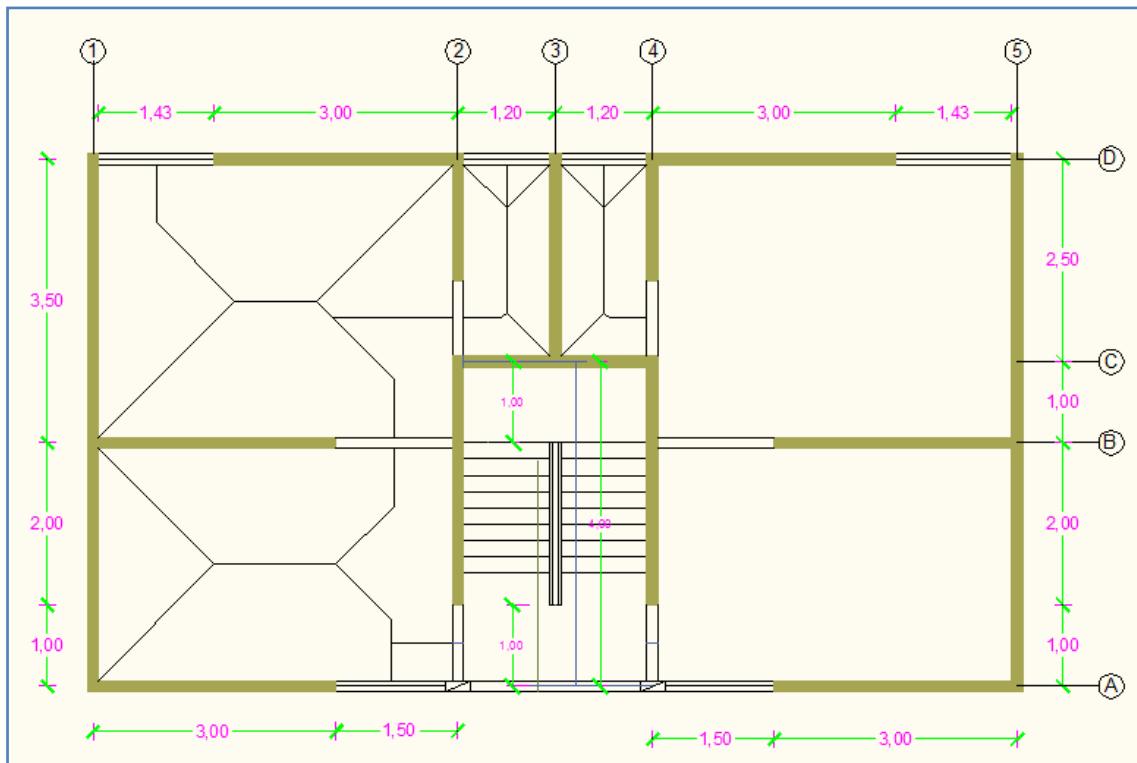
El presente trabajo consistió en la aplicación de la Norma E070 a un edificio de albañilería armada. Abarca lo que es el análisis estructural (el predimensionamiento, estructuración y análisis sísmico del edificio) y el diseño estructural (el diseño de los muros portantes, el diseño de los alféizares y los planos respectivos) de un edificio de 3 pisos con tanque elevado destinado a oficinas y que está ubicado en Lima, sobre un suelo de buena calidad (cascajo).

## 2. CARACTERISTICAS

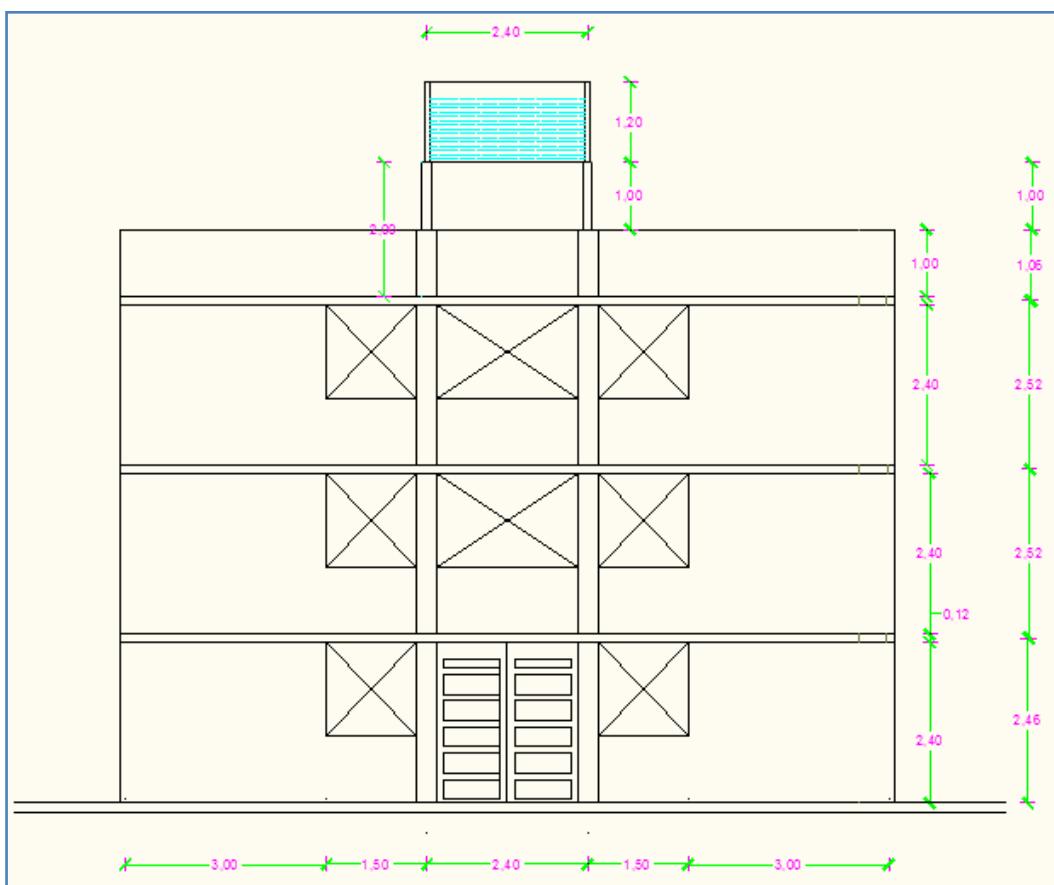
- Ubicación del edificio : Lima
- Uso : oficinas
- Azotea : con parapetos ( $h = 1.0m$ ), tanque de agua, y sobrecarga de  $100 \text{ kg/m}^2$
- Acabados :  $100 \text{ kg/m}^2$
- Altura de piso a techo :  $2.40 \text{ m}$
- Altura de alféizares :  $h = 1.00 \text{ m}$  (excepto en S.H. donde  $h = 1.80 \text{ m}$ ).
- Losas : Losa maciza armada en dos sentidos espesor de  $12\text{cm}$ .
- Tanque Elevado : El espesor de la base y tapa del tanque de agua será de  $15\text{cm}$ .
- Los alféizares de ventanas serán aislados de la estructura principal.
- El tanque de agua ( $2.40 \times 3.00 \times 1.20\text{m}$  y  $0.15\text{m}$  de espesor), de concreto armado, apoya sobre los muros de albañilería de la escalera. Estos muros tienen una altura libre de  $2.00\text{m}$ .

A continuación se muestra los planos:

### PLANTA GENERAL



### ELEVACION





### 3. METRADO DE CARGAS

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las **cargas directas** (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las **cargas indirectas** (provenientes de la losa del techo: peso propio, acabados y sobrecarga).

#### 3.1. Cargas Unitarias

##### Pesos Volumétricos

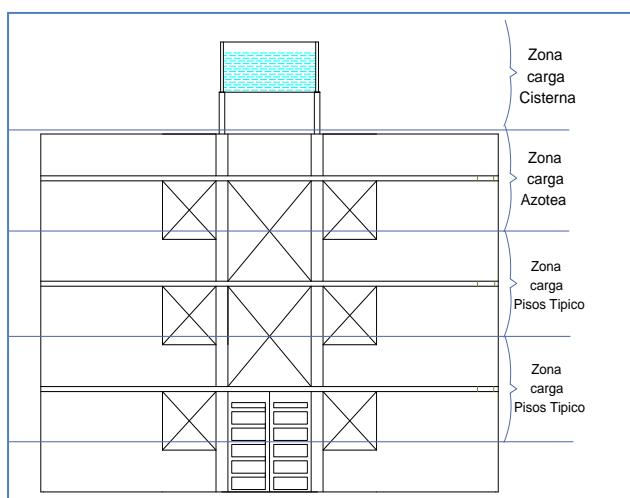
- Peso volumétrico del concreto: 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- Peso volumétrico de la albañilería armada alveolos llenos: 2.3 ton/m<sup>3</sup>
- Peso volumétrico de la albañilería armada alveolos parcialmente llenos: 2.0 ton/m<sup>3</sup>

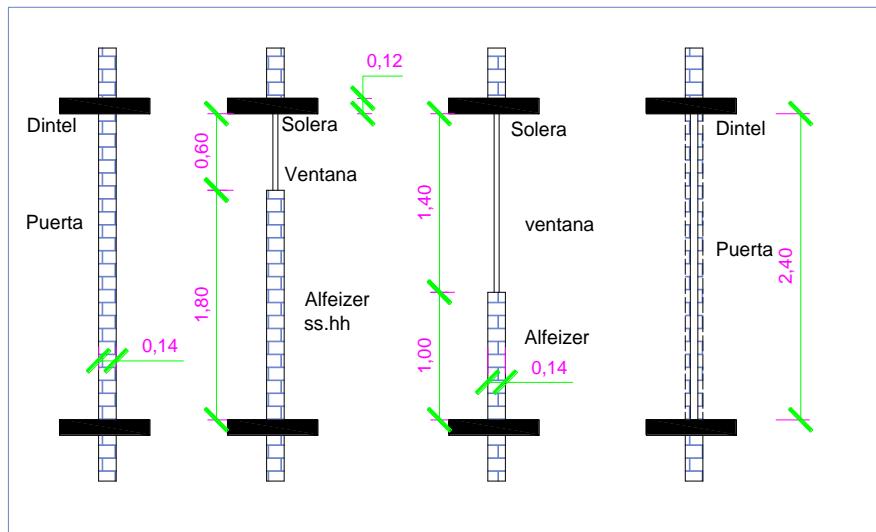
##### Techos

- Peso propio de la losa de techo:  $2.4 \times 0.12 = 0.288$  ton/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga: 0.250 ton/m<sup>2</sup>, excepto en azotea: 0.1 ton/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga en escalera: 0.400 ton/m<sup>2</sup>

##### Muros

- Peso de los muros de albañilería armada, alveolos llenos:  $2.3 \times 0.14 = 0.322$  ton/m<sup>2</sup>
- Peso de los muros de albañilería armada, alveolos parcialmente llenos:  $2.0 \times 0.14 = 0.280$  ton/m<sup>2</sup>
- Ventanas: 0.02 ton/m<sup>2</sup>

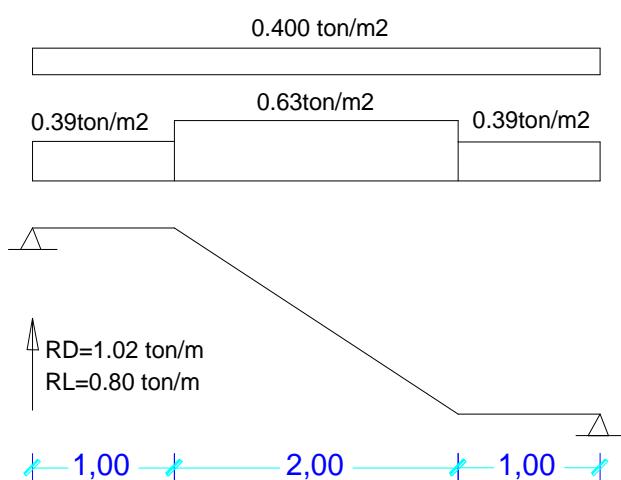




<b>TABLA 1. CARGAS DIRECTAS Ton/m</b>	
ZONA	PISO TIPICO
De Puertas	0.054
Alfeizar H=1.0	0.390
Alfeizar H=1.8	0.632
Muro de albañilería	0.813
Escalera	WD=1.02 , WL=0.80

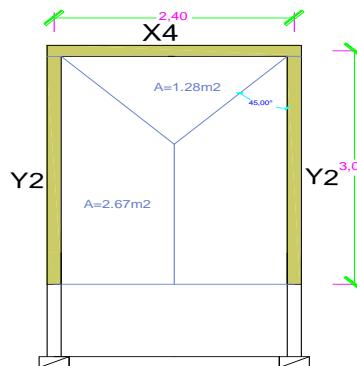
<b>TABLA 2. CARGAS DIRECTAS Ton/m</b>	
ZONA	AZOTEA
Dintel con parapeto	0.323
Dintel sin parapeto	0.054
Muro con parapeto	0.707
Muro sin parapeto	0.427
Escalera	WD=1.02 , WL=0.80

Adicionalmente, el edificio presenta una escalera cuyos tramos apoyan en el muro X4 y en la viga del eje A. El peso de esta escalera y las reacciones se muestran en la Fig.





## Planta 4° Nivel



### 3.2. Metrado De Tanque De Agua

#### Muro Y2

Muro de concreto armado	=	2.40*0.15*1.2*3.0	= 1.296 Ton
Tapa	=	2.40*0.10*2.67	= 0.641 Ton
Losa tanque	=	2.40*0.15*2.67	= 0.961 Ton
Agua	=	1.00*1.00*2.67	= 2.670 Ton
Albañilería	=	2.30*0.14*1.0*3.0	= 0.966 Ton
Sub Total			<b>6.534 Ton</b>

#### Muro X4

Muro de concreto armado	=	2.40*0.15*1.2*2.4	= 1.037 Ton
Tapa	=	2.40*0.10*1.28	= 0.307 Ton
Losa tanque	=	2.40*0.15*1.28	= 0.461 Ton
Agua	=	1.00*1.00*1.28	= 1.280 Ton
Albañilería	=	2.30*0.14*1.0*2.4	= 0.773 Ton
Sub Total			<b>3.858 Ton</b>

Para el cálculo del peso del agua del tanque elevado se está considerando un borde libre de 0.20m con los cual la altura máxima del agua es de 1.00 m.

$$\text{Tota peso} = 2*6.534 + 3.858 = 16.93 \text{ Ton}$$

$$Y_{CG} = \frac{\sum P_i Y_i}{W}$$

$$X_{cg} = 5.70 \text{m}$$

$$Y_{cg} = 2.80 \text{m}$$

### 3.3. Cargas Indirectas

Para determinar las cargas provenientes de la losa del techo, se aplicó la técnica de áreas de influencias ("AI").

#### Piso Típico

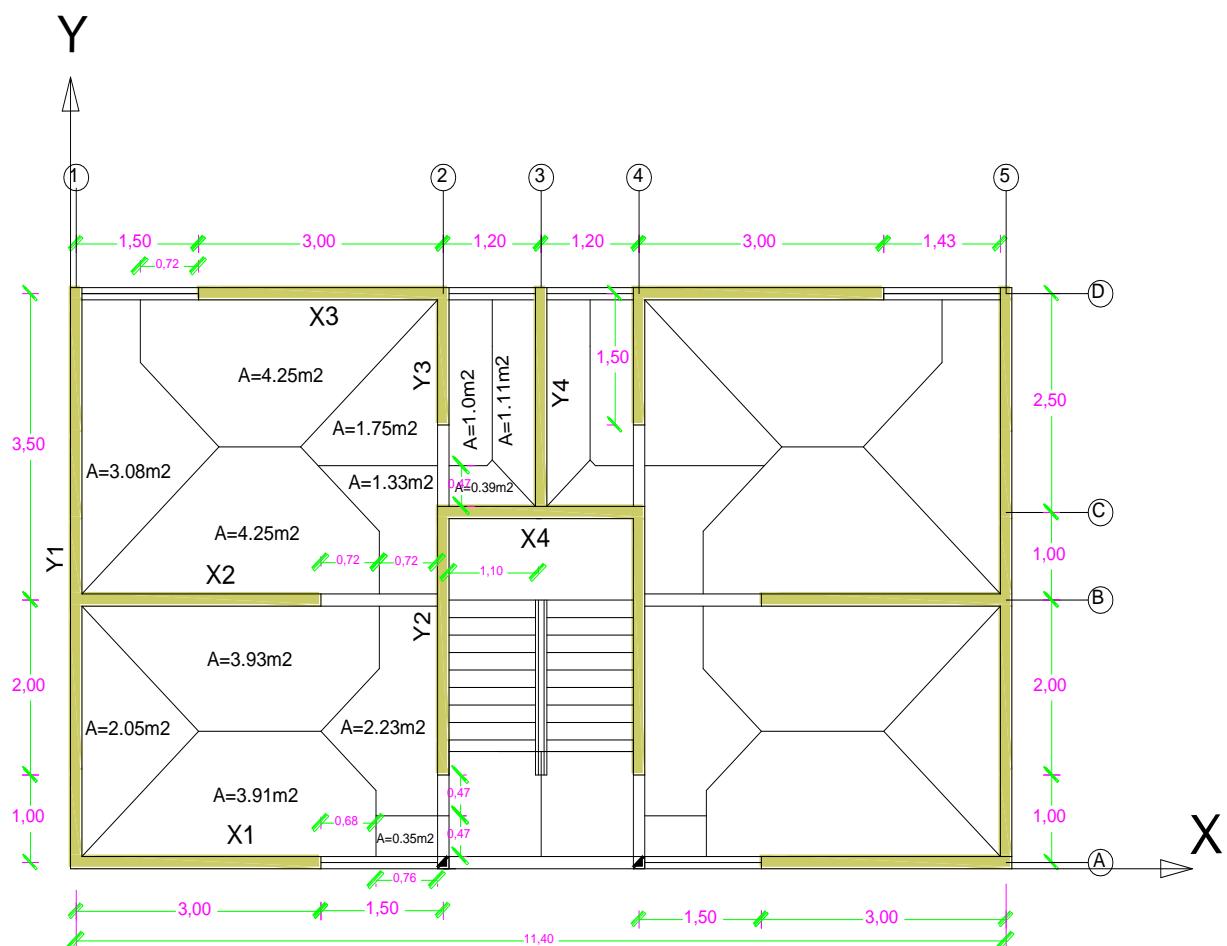
$$W_D = P.P \text{ losa} + P.acabados = 2.4 * 0.12 + 0.10 = 0.388 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_D = \text{Sobrecarga (RNE E.020)} = 0.250 \text{ Ton/m}^2$$

#### Azotea

$$W_D = P.P \text{ losa} + P.acabados = 2.4 * 0.12 + 0.10 = 0.388 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_D = \text{Sobrecarga (RNE E.020)} = 0.100 \text{ Ton/m}^2$$





<b>Tabla 3. CARGAS INDIRECTAS (Ton)</b>								
Muro	<b>Piso Típico</b>				<b>Azotea</b>			
	A.t(m2)	PD = WD*A.t	PL = WL*A.t	PD+0.25*PL	A.t(m2)	PD = WD*A.t	PL = WL*A.t	PD+0.25*PL
X1	0.391	0.15	0.10	0.18	0.39	0.15	0.04	0.16
X2	8.18	3.17	2.05	3.69	8.18	3.17	0.82	3.38
X3	4.25	1.65	1.06	1.91	4.25	1.65	0.43	1.76
X4	0.78	0.30	0.20	0.35	0.78	0.30	0.08	0.32
Y1	5.13	1.99	1.28	2.31	5.13	1.99	0.51	2.12
Y2	3.56	1.38	0.89	1.60	3.56	1.38	0.36	1.47
Y3	2.75	1.07	0.69	1.24	2.75	1.07	0.28	1.14
Y4	2.22	0.86	0.56	1.00	2.22	0.86	0.22	0.92
Columna	0.35	0.14	0.09	0.16	0.35	0.14	0.04	0.14

A.t = Área Tributaria



Tabla 4. Cargas en Piso típico.										
CARGA DIRECTA										
ZONA	De Puertas	Alfeizer H=1.0	Alfeizer H=1.8	Muro	Escalera	Carga Directa (Ton)	Carga Indirecta (Ton) PD+0.25*PL	Pi (Ton)	Yi	Pi*Yi
Tabla 2.	0.054	0.39	0.632	0.813	WD=1.02 WL=0.80					
Muro	Longitudes de Influencia (metros)									
X1	.....	0.68	.....	3.00	.....	2.70	0.18	2.88	0.00	0.00
X2	0.72	.....	.....	3.00	.....	2.48	3.69	6.16	3.00	18.49
X3	.....	0.72	.....	3.00	.....	2.72	1.91	4.63	6.50	30.12
X4	.....	.....	.....	2.40	2.20	4.64	0.35	4.99	4.00	19.95
Y1	.....	.....	.....	6.50	.....	5.28	2.31	7.60	3.25	24.69
Y2	0.94	.....	.....	3.00	.....	2.49	1.60	4.09	2.50	10.23
Y3	0.47	.....	.....	1.50	.....	1.24	1.24	2.48	5.75	14.28
Y4	.....	.....	1.20	2.50	.....	2.79	1.00	3.79	5.25	19.90
Columna	0.47	0.76	.....	.....	1.10	1.66	0.16	1.82	0.00	0.00

$$W = 38.45 \quad 137.66$$

$$X_{CG} = \frac{\sum P_i X_i}{W} \quad Y_{CG} = \frac{\sum P_i Y_i}{W}$$

$$Y_{c,g} = 3.58 \text{ m}$$

$$X_{c,g} = 5.70 \text{ m}$$



Tabla 5. Cargas en Azotea.										
CARGA DIRECTA						Carga Directa (Ton)	Carga Indirecta (Ton) PD+0.25*PL	Pi (Ton)	Yi	Pi*Yi
ZONA	Dintel con parapeto	Dintel sin parapeto	Muro con parapeto	Muro sin parapeto	Escalera					
Tabla 2.	0.323	0.054	0.707	0.247	WD=1.02 WL=0.80					
Muro Longitudes de Influencia (metros)										
X1	0.68	.....	3.00	.....	.....	2.34	0.16	2.50	0.00	0.00
X2	.....	0.72	.....	3.00	.....	0.78	3.38	4.16	3.00	12.47
X3	0.72	.....	3.00	.....	.....	2.35	1.76	4.11	6.50	26.71
X4	.....	0.94	2.40	.....	.....	1.75	0.32	2.07	4.00	8.28
Y1	0.72	.....	6.50	.....	.....	4.83	2.12	6.95	3.25	22.58
Y2	.....	0.94	3.00	.....	.....	2.17	1.47	3.64	2.50	9.11
Y3	0.60	0.47	.....	1.50	.....	0.59	1.14	1.73	5.75	9.92
Y4	1.20	.....	.....	2.50	.....	1.01	0.92	1.92	5.25	10.09
Columna	1.96	0.47	.....	.....	1.10	2.00	0.14	2.15	0.00	0.00
W = 29.22 99.15										

$$X_{CG} = \frac{\sum P_i X_i}{W} \quad Y_{CG} = \frac{\sum P_i Y_i}{W}$$

$$Y_{CG} = 3.39 \text{ m}$$

$$X_{CG} = 5.70 \text{ m}$$



### 3.4. Peso Total del Edificio y Cargas Acumuladas

El peso obtenido en cada nivel del edificio, con 25% de sobrecarga para efectos sísmicos, es:

$$W_i = 70.62 \text{ ton (piso típico, } i = 1, 2)$$

$$W_3 = 55.48 \text{ ton (azotea)}$$

$$W_4 = 16.93 \text{ ton (Tanque elevado)}$$

Luego el peso total del edificio resulta:  $P = 16.93 + 55.48 + 2 \times 70.62 = 213.65 \text{ ton}$

Con la información presentada en las tablas 4 y 5, se elaboró la Tabla 6 correspondiente a las cargas verticales acumuladas en cada piso de cada muro:  $Pg = PD + 0.25 \times PL$ . En esta tabla además aparece el esfuerzo axial en los muros del primer piso:  $\sigma_1 = Pg / (L \cdot t)$ .

Tabla 6. Cargas de Gravedad Acumuladas (Ton): $Pg = PD + 0.25 \times PL$									
Muro	Long. Muros L (m)	Carga por Nivel			Cargas acumuladas Pg y esfuerzo axiales en Piso 1				
		Tanque Elenado	Azotea	P. Típico	piso 4 (T.E)	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\sigma_1$ (Ton/m <sup>2</sup> )
X1	3.00	0.00	2.50	2.88	0.00	2.50	5.38	8.26	19.67
X2	3.00	0.00	4.16	6.16	0.00	4.16	10.32	16.48	39.25
X3	3.00	0.00	4.11	4.63	0.00	4.11	8.74	13.38	31.85
X4	2.40	3.86	2.07	4.99	3.86	5.93	10.91	15.90	47.32
Y1	6.50	0.00	6.95	7.60	0.00	6.95	14.54	22.14	24.33
Y2	3.00	6.53	3.64	4.09	6.53	10.18	14.27	18.36	43.72
Y3	1.50	0.00	1.73	2.48	0.00	1.73	4.21	6.69	31.87
Y4	2.50	0.00	1.92	3.79	0.00	1.92	5.71	9.50	27.15
Columna	0.14	0.00	2.15	1.82	0.00	2.15	3.97	5.79	295.30

### 4. ANÁLISIS ANTE EL SISMO MODERADO

Dada la regularidad del edificio, se hará un análisis estático ante las acciones del sismo moderado, modelando al edificio mediante un sistema de pórticos planos conectados a través de diafragmas rígidos (losas maciza de techo con  $e=0.12m$ ), empleando el programa SAP2000. De acuerdo a la Norma E.070, el sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde  $R = 3$ , según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas  $R = 6$ .



Cabe mencionar que de efectuarse el análisis ante el sismo severo, podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes últimas ( $V_u$ ) que superen a su resistencia ( $V_m$ ), esto no significa que el muro colapse, sino que incurrió en su régimen inelástico, redistribuyéndose la diferencia de cortantes ( $V_u - V_m$ ) en el resto de muros conectados por el diafragma rígido, con lo cual, el análisis elástico ante el sismo severo perdería validez. Por ello, es preferible efectuar el análisis ante el sismo moderado.

#### 4.1. Determinación de las Fuerzas de Inercia ( $F_i$ )

De acuerdo a la Norma E.030, la fuerza cortante en la base del edificio ( $H$ ) se calcula con la expresión:

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

Donde:

- Z = 0.4 (edificio ubicado en la zona sísmica 3)  
U = 1.0 (edificio de uso común, destinado a oficinas)  
S = 1.0 (edificio ubicado sobre suelo de buena calidad, tipo S1, con  $T_p = 0.4$  seg)  
 $T_p = 0.4$  seg = período donde termina la plataforma plana del espectro sísmico  
C =  $2.5 (T_p / T)$  ; para  $T_p > T \rightarrow C = 2.5$   
T =  $h_m / 60 = 9.56 / 60 = 0.16$  seg = período natural de vibrar para edificios de muros portantes  $h_m$  = altura total del edificio = 9.56 m (ver detalle de plano)  
R = 6 (para sismo moderado)  
P = **213.65 ton** = peso total del edificio con 25% de sobrecarga.

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$H = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot P = \frac{0.4 * 1.0 * 1.0 * 2.5}{6} \cdot 213.65 = 35.61 \text{ Ton}$$

Luego las fuerzas de inercia ( $F_i$ , tabla 7) se evalúan mediante la expresión de la Norma E.030:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} H$$

Donde:

$W_i$  = peso del nivel "i"



hi = altura del nivel “i” medida desde la base del edificio

Nivel	hi (m)	Wi (Ton)	Wi*hi (Ton.m)	Sismo Moderado		Sismo Severo VEi (Ton) = 2 Hi
				Fi (Ton)	Hi (Ton)	
4	9.56	16.93	161.85	5.22	5.22	10.44
3	7.50	55.48	416.10	13.43	18.65	37.30
2	4.98	70.62	351.69	11.35	30.00	60.00
1	2.46	70.62	173.73	5.61	35.61	71.21
$\Sigma$		213.65	1103.36	35.61		

En la **tabla 7** se muestra además:

Hi = cortante en el entrepiso “i” por sismo moderado

VEi = cortante en el entrepiso “i” por sismo severo (el doble de Hi)

#### 4.2. Excentricidades Accidentales y Estados de Carga Sísmica

De acuerdo a la Norma E.030, la excentricidad accidental (Ea) se calcula mediante la expresión:

$$Ea = 0.05 B$$

Donde “B” es la dimensión de la planta transversal a la dirección en análisis, con lo cual:

##### Piso típico y azotea

Para sismo en la dirección X-X:  $Ea = 0.05 \times 6.50 = 0.33 \text{ m}$

Para sismo en la dirección Y-Y:  $Ea = 0.05 \times 11.40 = 0.57 \text{ m}$

##### Tanque Elevado

Para sismo en la dirección X-X:  $Ea = 0.05 \times 3.00 = 0.15 \text{ m}$

Para sismo en la dirección Y-Y:  $Ea = 0.05 \times 2.40 = 0.12 \text{ m}$

Cuando se emplea el programa SAP2000, el efecto de estas excentricidades se pueden introducir de dos maneras, moviendo al centro de masas (punto donde actúa la fuerza de inercia “Fi”) e introduciendo el momento torsor generado por las excentricidades en cada dirección de análisis, en esta ocasión adoptamos el primer criterio, por lo tanto.

##### Piso típico

$$(X_{CG}, Y_{CG}) = (5.70, 3.58) \text{ m,}$$



Se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

Sismo XX1 (X, Y) = (5.70, 3.91) m

Sismo XX2 (X, Y) = (5.70, 3.25) m

Sismo YY (X, Y) = (5.13, 3.58) m

### **Azotea**

(X<sub>CG</sub>, Y<sub>CG</sub>) = (5.70, 3.39) m,

Se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

Sismo XX1 (X, Y) = (5.70, 3.72) m

Sismo XX2 (X, Y) = (5.70, 3.06) m

Sismo YY (X, Y) = (5.13, 3.39) m

### **Tanque Elevado**

(X<sub>CG</sub>, Y<sub>CG</sub>) = (5.70, 2.80) m,

Se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

Sismo XX1 (X, Y) = (5.70, 2.95) m

Sismo XX2 (X, Y) = (5.70, 2.65) m

Sismo YY (X, Y) = (5.58, 2.80) m

### **4.3. Materiales**

Se consideraron 3 tipos de materiales, determinándose:

- Albañilería (muros armados):  $f'm=95\text{kg/cm}^2$   $E_m = 665,000 \text{ ton/m}^2$   $n = 0.25$
- Concreto (soleras y dinteles):  $E_c = 198,4313.5 \text{ ton/m}^2$   $n = 0.15$
- Rígido (brazos rígidos):  $E_r = 200'000,000 \text{ ton/m}^2$   $n = 0.15$

A continuación se muestra la manera como se introdujo cada uno de los materiales en el software SAP 2000, Versión 12.



**Material Property Data**

<b>Material Name</b>	ALBAILERIA.A	<b>Display Color</b>	<input type="color" value="#00FFFF"/>
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic	<input type="radio"/> Orthotropic	Design	Steel
<input type="radio"/> Anisotropic	<input checked="" type="radio"/> Uniaxial		
<b>Analysis Property Data</b>			
Mass per unit Volume	0.235	<b>Design Property Data (AISC-LRFD93)</b>	
Weight per unit Volume	2.3	Minimum Yield Stress, Fy	42000.
Modulus of Elasticity	665000.	Minimum Tensile Stress, Fu	47000.
Poisson's Ratio	0.25		
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05		
Shear Modulus	266000.		
<b>Advanced Material Property Data</b>			
<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>		<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>
<input type="button" value="Material Damping Properties..."/>			
<input type="button" value="Stress-Strain Curve Definitions..."/>			

**Material Property Data**

<b>Material Name</b>	BRAZO.RIGID	<b>Display Color</b>	<input type="color" value="#FF0000"/>
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic	<input type="radio"/> Orthotropic	Design	Steel
<input type="radio"/> Anisotropic	<input checked="" type="radio"/> Uniaxial		
<b>Analysis Property Data</b>			
Mass per unit Volume	0.245	<b>Design Property Data (AISC-LRFD93)</b>	
Weight per unit Volume	2.4	Minimum Yield Stress, Fy	42000.
Modulus of Elasticity	2.000E+08	Minimum Tensile Stress, Fu	40000.
Poisson's Ratio	0.15		
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05		
Shear Modulus	86956522		
<b>Advanced Material Property Data</b>			
<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>		<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>
<input type="button" value="Material Damping Properties..."/>			
<input type="button" value="Stress-Strain Curve Definitions..."/>			

**Material Property Data**

<b>Material Name</b>	CONC	<b>Display Color</b>	<input type="color" value="#FFFF00"/>
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic	<input type="radio"/> Orthotropic	Design	Concrete
<input type="radio"/> Anisotropic	<input checked="" type="radio"/> Uniaxial		
<b>Analysis Property Data</b>			
Mass per unit Volume	0.245	<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Weight per unit Volume	2.4	Specified Conc Comp Strength, f'c	1750.
Modulus of Elasticity	1984313.5	Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000.
Poisson's Ratio	0.25	Shear Reinf. Yield Stress, fys	21000.
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Modulus	793725.4	Shear Strength Reduc. Factor	1.0
<b>Advanced Material Property Data</b>			
<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>		<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>
<input type="button" value="Material Damping Properties..."/>			
<input type="button" value="Stress-Strain Curve Definitions..."/>			



#### 4.4. Secciones Transversales

De acuerdo a lo indicado en la Norma E.070, en un modelo de barras pseudo tridimensional, para definir las secciones transversales de los muros armados, se debe contemplar la restricción que ofrecen las paredes transversales al giro por flexión y a la deformación axial del muro en análisis, debe agregarse un ancho efectivo (b) igual a:

$$b = \frac{1}{4} Lt \quad \text{o} \quad 6t = 6 \times 0.13 = 0.78 \text{ m, sin exceder a } \frac{1}{2} Lt$$

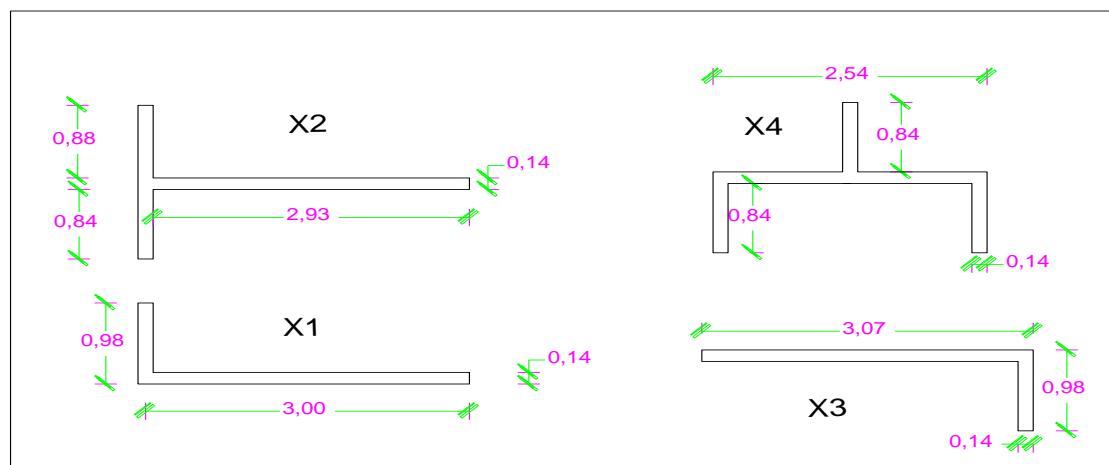
Donde "Lt" es la longitud libre de la pared transversal y "t" es su espesor.

En la siguiente figura se ilustra la definición de las secciones transversales de los muros en las dos direcciones (X e Y), con sus propiedades (área axial, área de corte = t L, y momento de inercia) en el sentido de los ejes locales (1, 2, 3) que emplea el SAP2000.

Cabe mencionar que los pórticos planos ofrecen rigidez sólo para acciones contenidas en su plano, por lo que para acciones perpendiculares al plano se asignó propiedades nulas (valores muy pequeños del área de corte y del momento de inercia).

Adicionalmente, se asignó a los brazos rígidos (barras que hacen las veces de la sección plana en los muros –hipótesis de Navier-) una rigidez torsional muy pequeña, ya que sobre algunos de ellos llegan transversalmente vigas dinteles. Estos elementos ortogonales tienen la tendencia de estar simplemente apoyados sobre el muro en análisis y no empotrados.

## Secciones en X-X



## Secciones en Y-Y

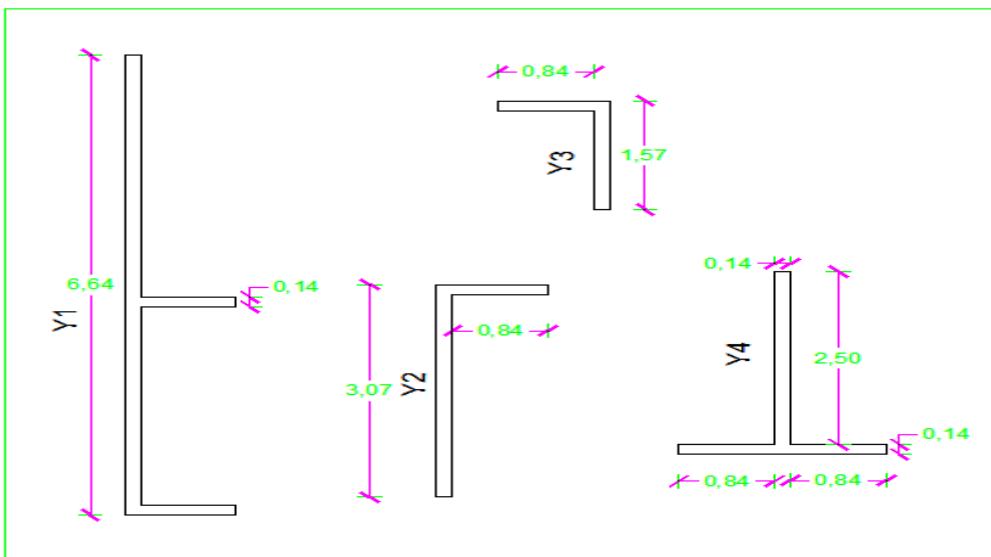
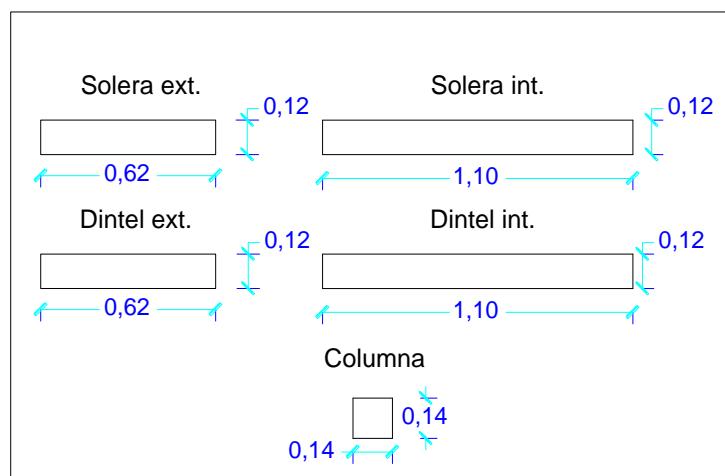


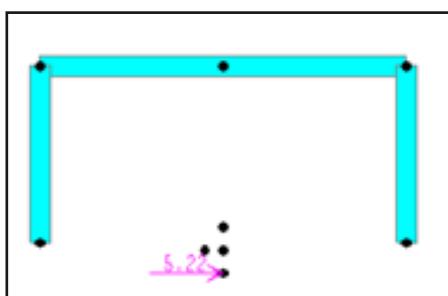
Tabla 8. Propiedades de los Muros

Muro X					Muro Y				
Muro	Xcg(m)	A1(m <sup>2</sup> )	A2(m <sup>2</sup> )	I3(m <sup>4</sup> )	Muro	Ycg(m)	A1(m <sup>2</sup> )	A3(m <sup>2</sup> )	I2(m <sup>4</sup> )
X1	1.220	0.5474	0.420	0.5359	Y1	2.967	1.1648	0.930	4.5199
X2	1.009	0.6706	0.430	0.6692	Y2	1.850	0.5474	0.430	0.5359
X3	1.850	0.5474	0.430	0.5359	Y3	1.034	0.3374	0.220	0.0845
X4	1.270	0.7084	0.356	0.5304	Y4	0.834	0.6048	0.370	0.4396

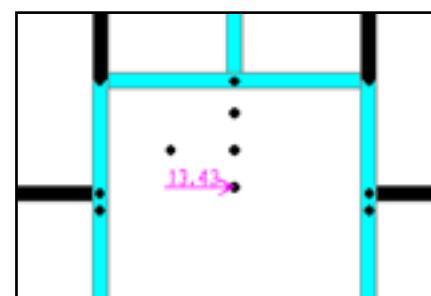
En cuanto a las vigas dinteles de concreto, existen 2 tipos, las ubicadas en el perímetro (viga exterior VE) y las localizadas en la parte interior del edificio (viga interior VI) del mismo modo las vigas soleras. En ambos casos se consideró un ancho tributario de losa, a cada lado del alma, igual a 4 veces el espesor de la losa ( $4 \times 0.12 = 0.48$  m). Las propiedades de estas vigas aparecen en la siguiente figura.



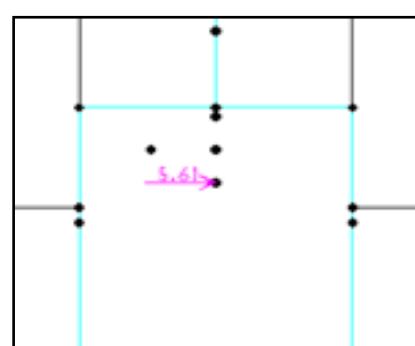
Posteriormente se procedió a colocar las fuerzas de inercias en los diferentes niveles, para las direcciones consideradas anteriormente (Sismo XX1, Sismo XX2, Sismo YY). En las siguientes imágenes se puede observar que las fuerzas de inercia están desplazadas hacia la derecha e izquierda respectivamente de los centros de gravedad, esto debido a la excentricidad accidental de acuerdo a la norma E.030.



Tanque elevado

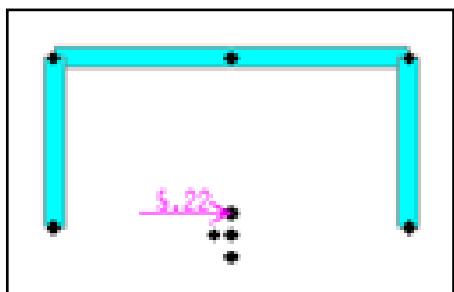


Azotea

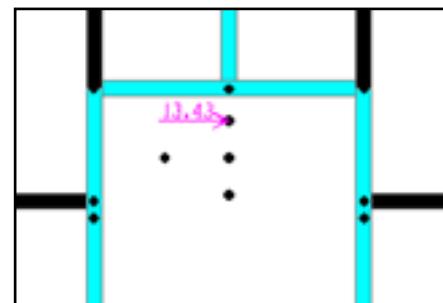


Piso típico

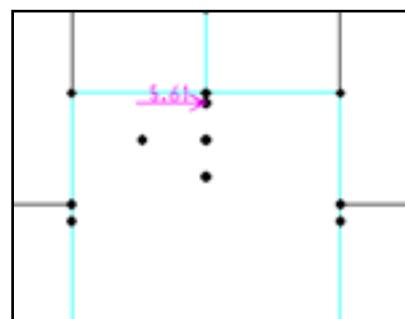
Se observa que las fuerzas están desplazadas paralelas al eje XX (inferior)



Tanque elevado

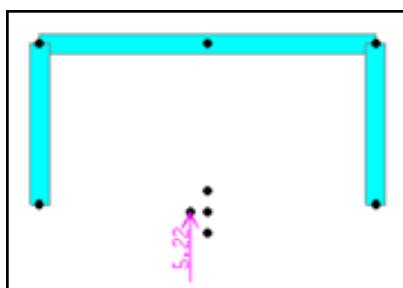


Azotea

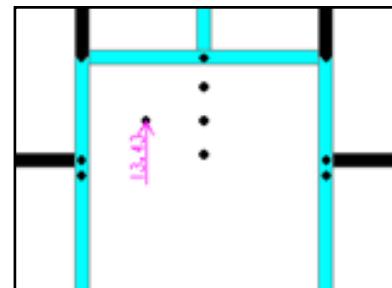


Piso típico

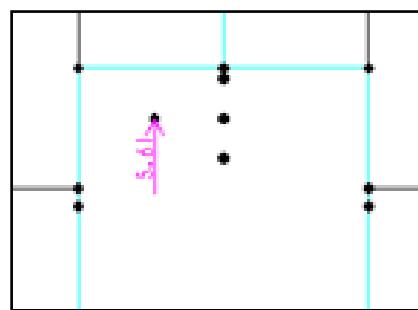
Se observa que las fuerzas están desplazadas paralelas al eje XX (superior)



Tanque elevado



Azotea



Piso típico

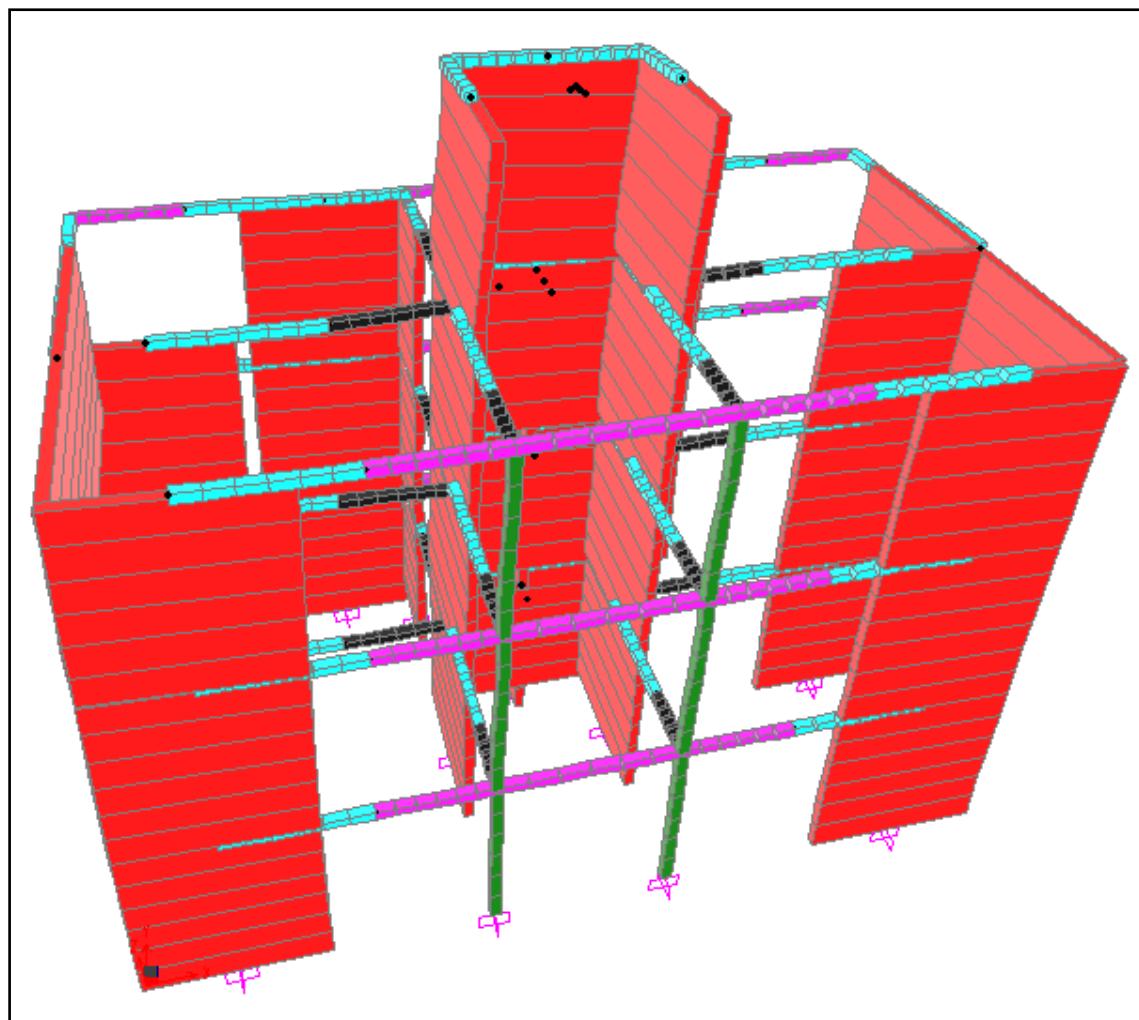
Se observa que las fuerzas están desplazadas paralelas al eje YY

#### 4.5. Desplazamientos Laterales, Distorsión Inelástica y Regularidad Torsional

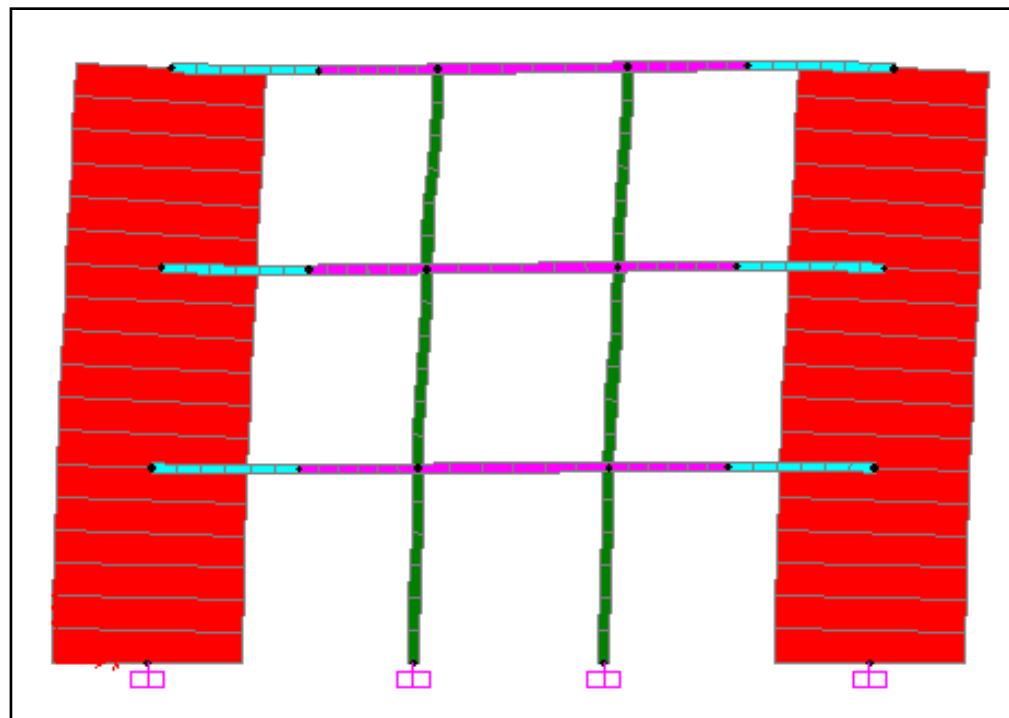
La nomenclatura empleada en este acápite es:

- ✓  $D$  = desplazamiento lateral elástico absoluto por sismo moderado.
- ✓  $d$  = desplazamiento lateral elástico relativo por sismo moderado (o desplazamiento del entrepiso).
- ✓  $DI$  = distorsión inelástica máxima de entrepiso =  $0.75 R d / h$  (Norma E.030)
- ✓  $R = 6$  (para sismo moderado)
- ✓  $h = 2.46 \text{ m}$  = altura de entrepiso
- ✓  $RT$  = regularidad torsional

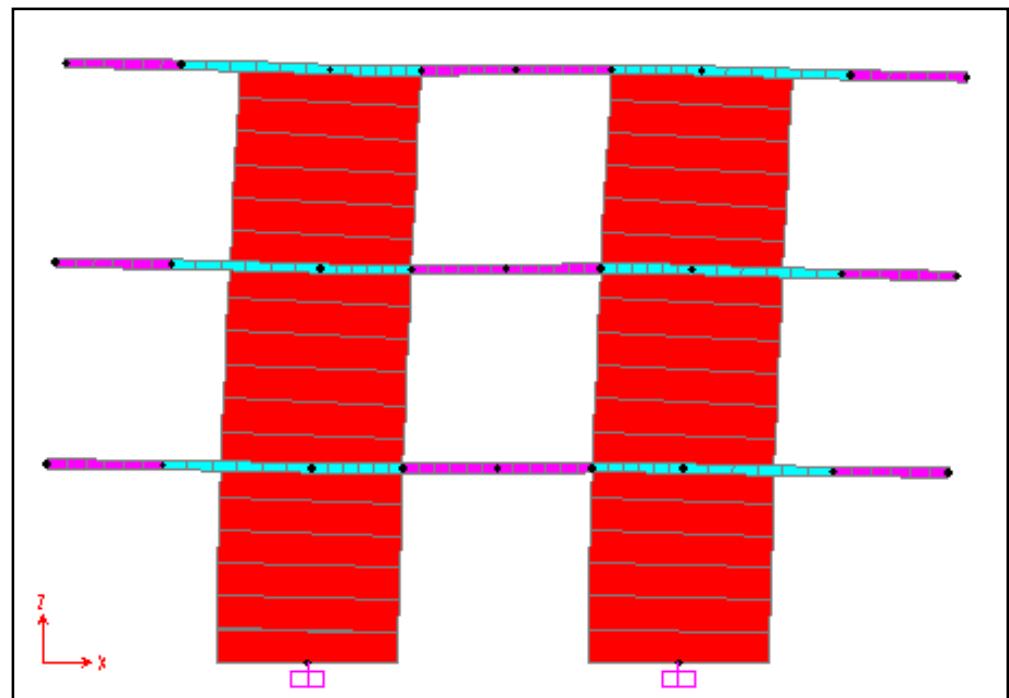
De acuerdo a la Norma E.030, "RT" se calcula en cada nivel como  $dmáx / ( \frac{1}{2} (dmáx + dmín) )$ .



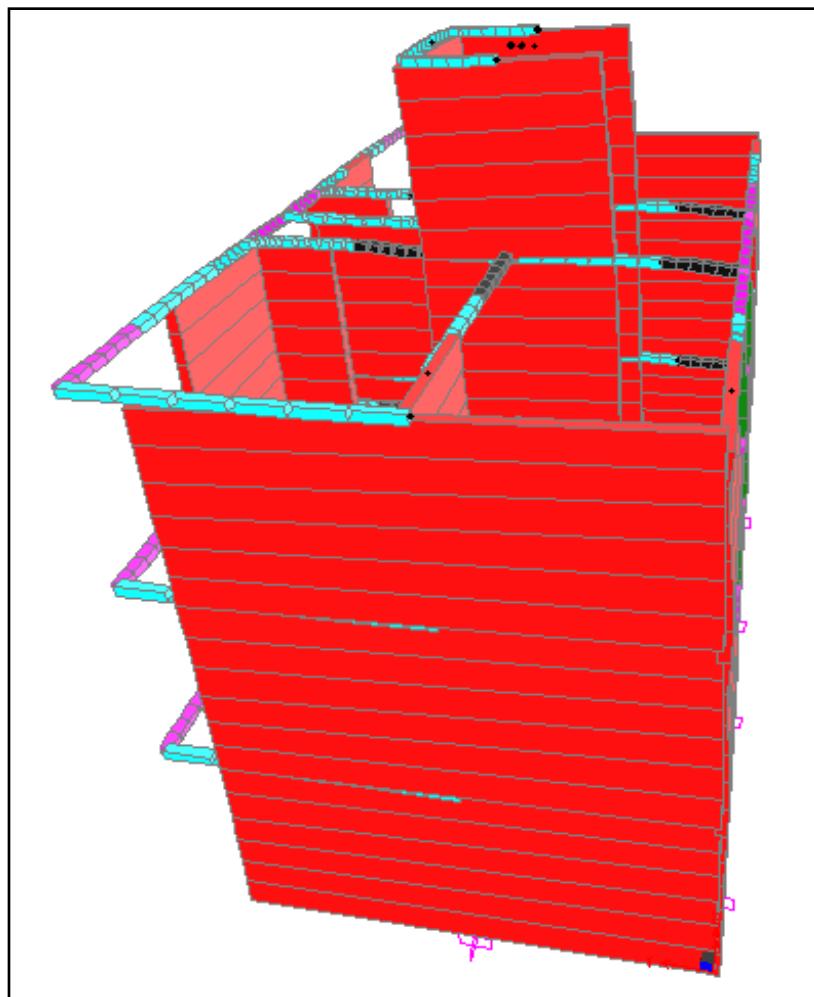
Análisis ante sismo XX



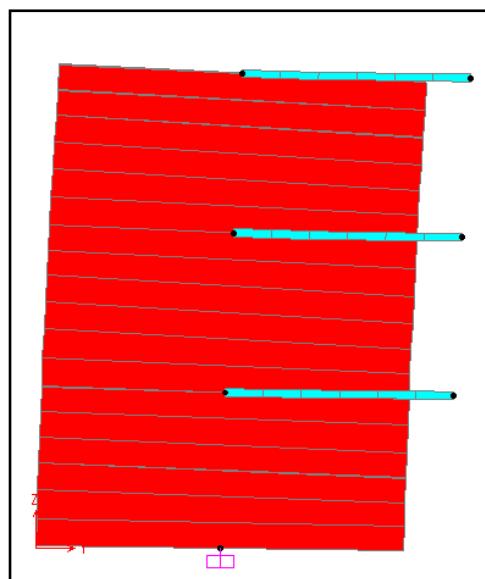
Análisis ante sismo XX - Eje A



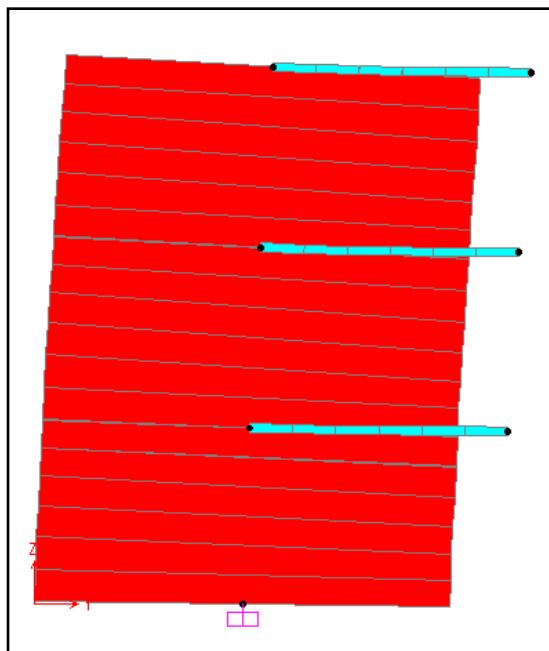
Análisis ante sismo XX - Eje D



Análisis del sismo YY



Análisis ante sismo YY - Eje 5



Análisis ante sismo YY - Eje 1

Podemos observar que para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue “Sismo XX1” (ver Tablas 9, 10, 11). En la dirección X-X los valores máximos y mínimos de “d” se presentaron en los ejes A y D, mientras que para la dirección Y-Y, estos valores se presentaron en los ejes 1 y 5, respectivamente.

- ✓ En las tablas (Tabla 9, 10, 11).se presentan los desplazamientos obtenidos, también se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (DI) son menores que las permitidas por la Norma E.030. Asimismo, se aprecia que los valores de “RT” (regularidad torsional) son menores que 1.3, por tanto, el edificio califica torsionalmente, como regular y no hay necesidad de reducir al factor “R”, ni de efectuar un análisis dinámico.

**Tabla 9. Desplazamientos Laterales - Sismo en XX1**

Nivel	Centro de Masa CG		Eje A		Eje D		RT = dA/(1/2(dA+dD))
	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.00264	0.00115	.....	.....	.....	.....	.....
3	0.00149	0.00063	0.00153	0.00065	0.00145	0.00061	1.03
2	0.00086	0.00056	0.00088	0.00057	0.00084	0.00054	1.03
1	0.0003	0.0003	0.00031	0.00031	0.00030	0.00030	1.02

**Máxima distorsión inelástica: piso 3 del eje A =  $0.75*6*0.00065/2.46=0.0012$   
resulta menor que 0.005**



Tabla 10. Desplazamientos Laterales - Sismo en XX2							
	Centro de Masa CG		Eje A		Eje D		RT = $dA/(1/2(dA+dD))$
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.00258	0.00109	.....	.....	.....	.....	.....
3	0.00149	0.00063	0.00148	0.00063	0.00150	0.00063	1.00
2	0.00086	0.00056	0.00085	0.00055	0.00087	0.00056	1.01
1	0.00030	0.0003	0.00030	0.00030	0.00031	0.00031	1.02

**Máxima distorsión inelástica: piso 3 del eje A y D =  $0.75*6*0.00052/2.46=0.0012$   
resulta menor que 0.005**

Tabla 11. Desplazamientos Laterales - Sismo en YY1							
	Centro de Masa CG		Eje 1		Eje 5		RT = $dA/(1/2(d1+d2))$
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.00124	0.00046	.....	.....	.....	.....	.....
3	0.00078	0.00031	0.00086	0.00034	0.00071	0.00028	1.10
2	0.00047	0.00029	0.00052	0.00032	0.00043	0.00027	1.08
1	0.00018	0.00018	0.00020	0.00020	0.00016	0.00016	1.11

**Máxima distorsión inelástica: piso 3 del eje 1 =  $0.75*6*0.00027/2.46=0.0006$   
resulta menor que 0.005**

#### 4.6. Período Natural de Vibrar (T)

Con el software SAP2000 se efectuó un análisis modal, concentrando la masa de cada nivel (ver el peso  $W_i$  en la tabla 7) en el centro de masa respectivo, obteniéndose para el primer modo de vibración los periodos en cada dirección, como se muestra:

$$T (X-X) = 0.122 \text{ seg}$$

$$T (Y-Y) = 0.089 \text{ seg}$$

#### 4.7. Fuerzas Internas por Sismo Moderado

La nomenclatura que se emplea en este acápite, es:

- ✓  $V_e$  = fuerza cortante (ton) producida por el sismo moderado
- ✓  $M_e$  = momento flector (ton-m) producido por el sismo moderado

Los valores  $V_e$ ,  $M_e$  obtenido del análisis elástico, en sus valores máximos para cada piso, aparecen en las tablas 12 y 13.



<b>Tabla 12. Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante sismo moderado XX1</b>									
	<b>Piso 1</b>		<b>Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4</b>		
Muro	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	
X1	5.05	27.51	4.09	15.65	2.76	6.13	.....	.....	
X2	5.38	31.59	4.61	18.76	3.11	7.13	.....	.....	
X3	5.06	26.16	3.41	14.96	3.06	5.89	.....	.....	
X4	4.57	24.99	3.80	15.66	0.62	9.00	5.22	10.87	
Columna	0.0176	0.0209	0.0317	0.039	0.0371	0.046	.....	.....	

<b>Tabla 13. Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante sismo moderado XX2</b>									
	<b>Piso 1</b>		<b>Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4</b>		
Muro	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	
X1	4.77	26.34	3.94	15.14	2.69	5.98	.....	.....	
X2	5.35	31.42	4.59	18.66	3.08	7.08	.....	.....	
X3	5.34	27.22	4.47	15.38	3.12	5.98	.....	.....	
X4	4.63	25.17	3.85	15.71	0.68	8.97	5.22	10.75	
Columna	0.0168	0.0199	0.0305	0.038	0.0358	0.045	.....	.....	

Cabe indicar que para los muros de los ejes A y B, predomina el estado de carga “Sismo XX1”, mientras que para los muros de los ejes C y D, prevalece el estado de carga “Sismo XX2” (observe la parte sombreada de las tablas 12 y 13).

De lo anterior se toman las cargas máximas, a continuación se presentan las fuerzas internas máximas para el sismo en la dirección XX.

<b>Tabla 14. Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante sismo moderado XX</b>									
	<b>Piso 1</b>		<b>Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4</b>		
Muro	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	
X1	5.05	27.51	4.09	15.65	2.76	6.13	.....	.....	
X2	5.38	31.59	4.61	18.76	3.11	7.13	.....	.....	
X3	5.34	27.22	4.47	15.38	3.12	5.98	.....	.....	
X4	4.63	25.17	3.85	15.71	0.68	8.97	5.22	10.75	
Columna	0.0168	0.0199	0.0305	0.038	0.0358	0.045	.....	.....	

A continuación se presentan las fuerzas internas para el sismo en la dirección YY.

<b>Tabla 15. Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante sismo moderado YY</b>								
	<b>Piso 1</b>		<b>Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4</b>	
Muro	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
Y1	12.80	85.81	12.49	54.44	9.26	23.14	.....	.....
Y2	3.64	15.86	2.01	7.71	-0.62	3.77	2.87	6.68
Y3	1.17	3.53	0.55	1.21	0.46	0.50	.....	.....
Y4	3.14	12.72	2.17	6.12	1.48	2.16	.....	.....

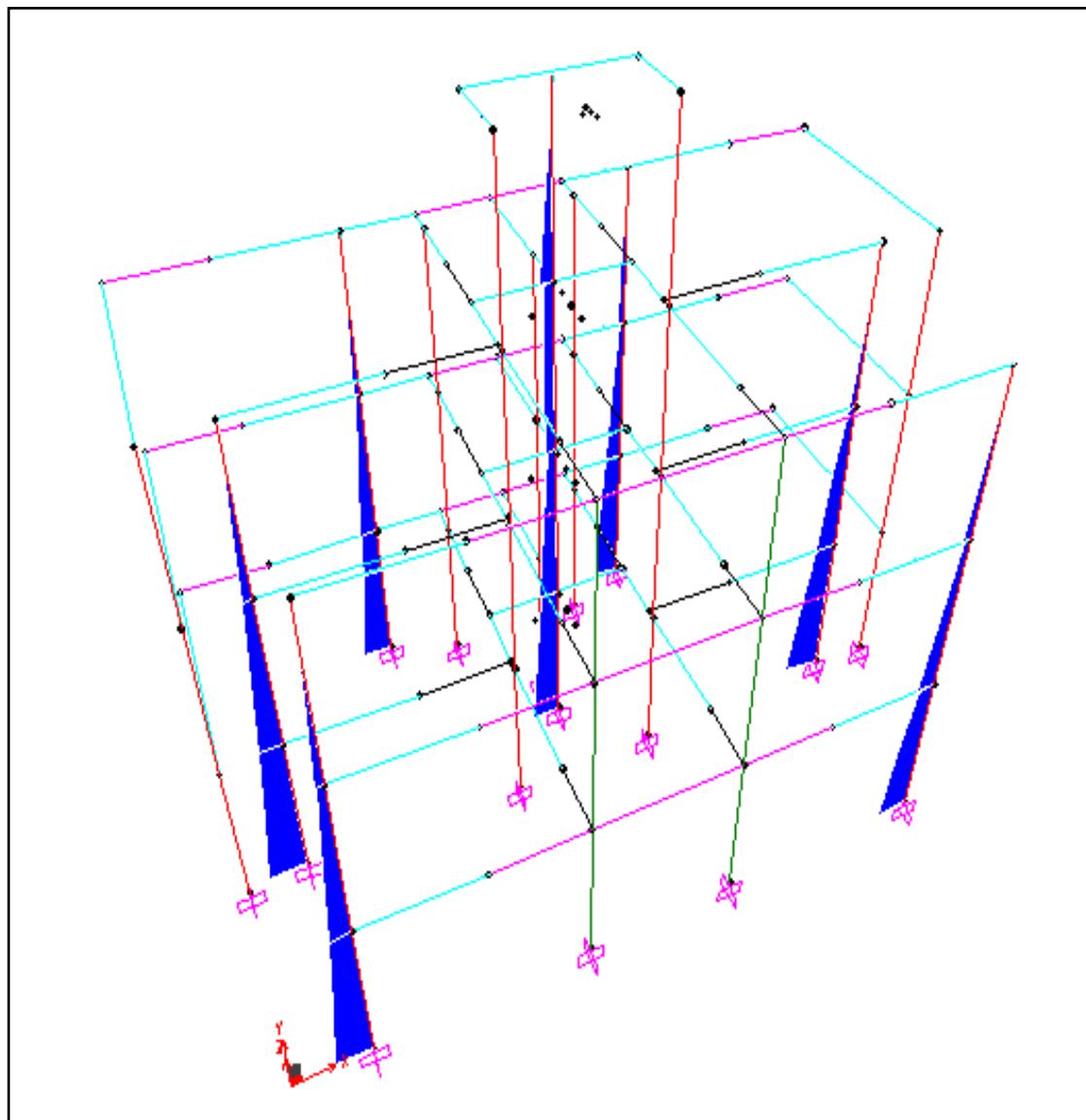


DIAGRAMA DE MOMENTOS (SISMO XX)

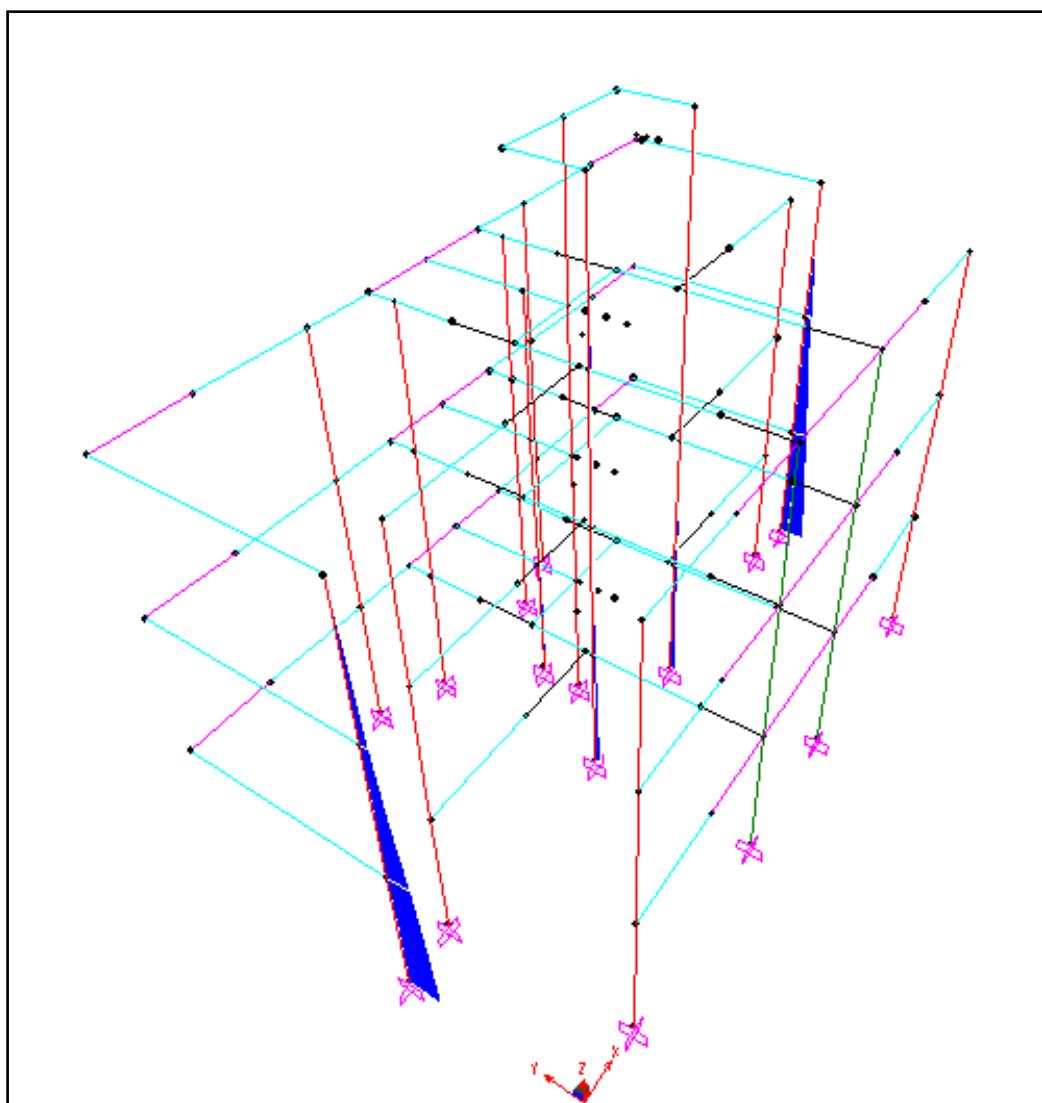


DIAGRAMA DE MOMENTOS (SISMO YY)

## 5. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y CONTROL DE FISURACIÓN

Para evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes, la norma establece que la fuerza cortante elástica ( $V_e$ ) sea menor a 0.55 veces la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería ( $V_m$ ).

$$V_e \leq 0.55 \cdot V_m \quad \dots \dots \dots (1)$$

$V_e$  : Es la fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro en análisis

$V_m$  : Es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.



La ecuación anterior debe verificarse en todos los muros de albañilería.

Siendo:

$$Vm = 0.5v'm.\alpha.t.L + 0.23*Pg \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e}{M_e} L \leq 1 \dots \dots \dots (3)$$

Donde:

$V_e$  : Fuerza Cortante del muro obtenido del análisis elástico

$M_e$  : Momento Flector del muro obtenido del análisis elástico

$v'm$  : Resistencia característica al corte de la albañilería = 97 ton/m<sup>2</sup>

$t$  : Espesor efectivo.

$L$  : Longitud del muro.

$Pg$  : Carga gravitacional con 25% de sobrecarga.

La norma E.070 menciona que para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la anterior expresión Ec,(1) que controla la ocurrencia de fisuras por corte.

En los siguientes cuadros se presenta la comparación entre la cortante producida por el sismo moderado y el cortante asociado al control de figuración tanto para el eje XX y el eje YY.

Tabla 16.a 1° piso - Sismo XX

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
X1	3.00	8.26	5.05	27.51	0.55	13.12	7.21
X2	3.00	16.48	5.38	31.59	0.51	14.19	7.81
X3	3.00	13.38	5.34	27.22	0.59	15.07	8.29
X4	2.40	15.90	4.63	25.17	0.44	10.85	5.97

Vemos que la cortante asociado al control de figuración  $0.55*Vm$  son mayores a los  $Ve$  (zona sombreada). Con los cual estamos asegurando que los muros no se fisuran ante el sismo moderado.



Tabla 16.b 2° piso - Sismo XX							
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
X1	3.00	5.38	4.09	15.65	0.79	17.23	9.48
X2	3.00	10.32	4.61	18.76	0.74	17.39	9.56
X3	3.00	8.74	4.47	15.38	0.87	19.77	10.87
X4	2.40	10.91	3.85	15.71	0.59	12.09	6.65

Tabla 16.c 3° piso - Sismo XX							
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
X1	3.00	2.50	2.76	6.13	1.00	20.95	11.52
X2	3.00	4.16	3.11	7.13	1.00	21.33	11.73
X3	3.00	4.11	3.12	5.98	1.00	21.32	11.72
X4	2.40	5.93	0.68	8.97	0.33	6.74	3.71

De la misma forma se verifico para los pisos superiores al primer piso, resultando que ningún muro se fisura.

El factor de reducción de resistencia al corte por esbeltez “ $\alpha$ ” (inversa de la esbeltez), denotado con el color rojo a resultado mayor que 1 y menor que  $1/3=0.33$  respectivamente, por lo tanto se tomo los valores límites lo que la norma específica.

Similar a la dirección XX se verifica en la dirección YY, para cada entrepiso, resultándonos lo siguiente (Tablas 17 a, b,c):

Tabla 17.a 1° piso - Sismo YY							
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
Y1	6.50	22.14	12.80	85.81	0.97	47.88	26.34
Y2	3.00	18.36	3.64	15.86	0.69	18.25	10.04
Y3	1.50	6.69	1.17	3.53	0.50	6.60	3.63
Y4	2.50	9.50	3.14	12.72	0.62	12.66	6.96

Tabla 17.b 2° piso - Sismo YY							
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
Y1	6.50	14.54	12.49	54.44	1.00	47.48	26.11
Y2	3.00	14.27	2.01	7.71	0.78	19.23	10.58
Y3	1.50	4.21	0.55	1.21	0.68	7.91	4.35
Y4	2.50	5.71	2.17	6.12	0.89	16.36	9.00



Tabla 17.c 3° piso - Sismo YY							
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me(ton)	$\alpha$	Vm	0.55Vm
Y1	6.50	6.95	9.26	23.14	1.00	45.73	25.15
Y2	3.00	10.18	0.62	3.77	0.49	12.39	6.81
Y3	1.50	1.73	0.46	0.50	1.38	14.45	7.95
Y4	2.50	1.92	1.48	2.16	1.71	29.52	16.24

Se concluye que ningún muro en las dos direcciones de análisis XX e YY se fisura.

## 6. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO.

La resistencia al corte en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio deberá ser mayor o igual que la fuerza cortante producida por el sismo severo en cada entrepiso, con lo cual aseguramos un aporte de resistencia y rigidez al edificio.

En el siguiente cuadro se presenta las cortantes por cada nivel producidos por el sismo severo.

i	Sismo Moderado	Sismo Severo
	Vi (Ton)	VEi=2.0* Vi (ton)
4	5.22	10.44
3	18.65	37.30
2	30.00	60.00
1	35.61	71.21

Cabe mencionar que estas cortantes producidas por el sismo severo son el mismo valor en las dos direcciones de análisis.

Estos serán comparados con las resistencias al corte de cada entrepiso, de las dos direcciones de análisis, que se presenta a continuación.

Tabla 18.a Cortante Resistente 1° piso				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\sum Vm1-XX$
X1	13.12	2.00	26.23	106.45
X2	14.19	2.00	28.38	
X3	15.07	2.00	30.13	
X4	10.85	2.00	21.70	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\sum Vm1-XX}{VE1} = \frac{106.45}{71.21} = 1.49$



<b>Tabla 18.b Cortante Resistente 2º piso</b>				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\Sigma Vm2 - XX$
X1	17.23	2.00	34.46	132.97
X2	17.39	2.00	34.78	
X3	19.77	2.00	39.54	
X4	12.09	2.00	24.19	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\Sigma Vm2-XX}{VE2} = \frac{132.97}{60.00} = 2.22$

<b>Tabla 18.c Cortante Resistente 3º piso</b>				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\Sigma Vm3 - XX$
X1	20.95	2.00	41.89	140.66
X2	21.33	2.00	42.65	
X3	21.32	2.00	42.63	
X4	6.74	2.00	13.48	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\Sigma Vm3-XX}{VE3} = \frac{140.66}{37.30} = 3.77$

<b>Tabla 19.a Cortante Resistente 1º piso</b>				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\Sigma Vm1-YY$
Y1	47.88	2.00	95.77	170.80
Y2	18.25	2.00	36.50	
Y3	6.60	2.00	13.21	
Y4	12.66	2.00	25.32	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\Sigma Vm1-YY}{VE1} = \frac{170.80}{71.21} = 2.40$

<b>Tabla 19.b Cortante Resistente 2º piso</b>				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\Sigma Vm2-YY$
Y1	47.48	2.00	94.96	181.97
Y2	19.23	2.00	38.46	
Y3	7.91	2.00	15.82	
Y4	16.36	2.00	32.72	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\Sigma Vm2-YY}{VE2} = \frac{181.97}{60.00} = 3.03$



Tabla 19.c Cortante Resistente 3° piso				
Muro	Vm	# de Muros/piso	Vm total/muro	$\Sigma Vm3-YY$
Y1	45.73	2.00	91.47	204.19
Y2	12.39	2.00	24.78	
Y3	14.45	2.00	28.90	
Y4	29.52	2.00	59.04	

Verificamos la siguiente expresión  $\frac{\Sigma Vm3-YY}{VE3} = \frac{204.19}{37.30} = 5.47$

En los cuadros expuestos anteriormente, se verifica que las resistencias de los muros son mayores a la fuerza cortante del sismo severo, cumpliendo con lo especificado por la norma, además con lo verificado hasta este punto, se puede decir que exceptuando los muros en la dirección XX e YY del primer piso, los muros superiores al primer piso pueden ser parcialmente rellenos, esto dependerá de evaluaciones posteriores.

La norma especifica que cuando  $\Sigma Vmi$  en cada entrepiso sea mayor o igual a 3  $VEi$ , se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería. En este paso culminará el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares.

Del análisis se puede concluir:

- ✓ Primer Piso y Segundo Piso.

La norma menciona que todas las unidades que se utilicen en los muros portantes de carga sísmica, de los dos primeros pisos de edificios de 3 ó más pisos, deberán estar totalmente rellenos de concreto líquido.

Esta especificación se basa, en que la rótula plástica se desarrollará en los primeros pisos del muro; analizando en nuestro edificio este criterio, resulta que los muros del 1 y 2 piso serán totalmente rellenos con Grout.

- ✓ Tercer Piso.

En la dirección X se opta por llenar parcialmente los muros X2 e X4 ya que con la resistencia del resto de los muros sería prácticamente suficiente. Si bien se podría



dejar de llenar otros muros completamente, como los muros X1 y X3, se prefiere no hacerlo para dotar de buena rigidez torsional al edificio en toda su altura.

En la dirección Y, se llenarán parcialmente los muros Y2, Y3 e Y4, el muro Y1 se prefiere no hacerlo para dotar de buena rigidez torsional al edificio en toda su altura.

- ✓ En la azotea

En los parapetos se decide llenarán parcialmente todos muros puesto que no trabajan estructuralmente.

## **7. DISEÑO DE LOS MUROS ANTE SISMO SEVERO.**

### **7.1. La filosofía de diseño**

Es lograr que los muros de albañilería armada tengan un comportamiento dúctil ante sismos severos, propiciando una falla final de tracción por flexión, evitando fallas frágiles que impidan o reduzcan la respuesta dúctil del muro ante dichas solicitudes. Además, debe evitarse las derivaciones de esta falla, como la falla por deslizamiento, o la trituración de los talones, lo que reduciría la respuesta dúctil del muro.

### **7.2. Verificación de la necesidad de confinamiento en los extremos libres del muro.**

Con el esfuerzo de compresión último se verificará si es necesario o no el confinar los extremos libres comprimidos (sin muros transversales), según lo establece el artículo 28.4 de la de Norma.

Para los muros que tienen extremos libres se debe verificar que el esfuerzo de compresión último  $\sigma_u$ , calculado con la fórmula de flexión compuesta, sea menor que el 30% del valor de  $f'm$ , es decir:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot y}{I}$$

Donde:

$$P_u = 1.25 * (PD + PL + PS)$$

$P_u$  : Carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1.25.



Para verificar lo anterior fue necesario calcular los diversos parámetros que intervienen en la expresión como se detallan en los siguientes cuadros.

<b>Tabla 20. Cargas a acompresion (ton) debido a sismo</b>					
Sismo XX1	Muro	piso 4 (T.E)	Piso 3	Piso 2	Piso 1
	X1	.....	0.23	0.49	0.68
	X2	.....	0.25	0.25	0.38
	X3	.....	0.91	1.92	2.98
	X4	0.01	0.04	0.07	0.05
	Columna	.....	0.17	0.37	0.57
Sismo XX2	X1	.....	0.23	0.48	0.66
	X2	.....	0.24	0.24	0.38
	X3	.....	0.91	1.94	2.71
	X4	0.01	0.04	0.07	0.04
	Columna	.....	0.16	0.35	0.54
Sismo YY	Y1	.....	0.05	0.10	0.05
	Y2	0.58	1.06	1.44	1.74
	Y3	.....	0.07	0.04	0.08
	Y4	.....	0.82	1.65	2.35

Se observa que las cargas a compresión producidas por el sismo son de poca magnitud, de los cuales en el eje XX se tomara el más crítico, y en el eje YY los valores determinados.

CARGA ULTIMA ACUMULADA (Pu)												
Cargas a compresión (ton) por sismo (PS)					Cargas de gravedad =PD+100%PL				Pu= 1.25(PD+PL+PS)			
Muro	piso 4 (T.E)	Piso 3	Piso 2	Piso 1	piso 4 (T.E)	Piso 3	Piso 2	Piso 1	piso 4 (T.E)	Piso 3	Piso 2	Piso 1
X1	.....	0.23	0.49	0.68	.....	2.53	5.49	8.44	.....	3.45	7.47	11.40
X2	.....	0.25	0.25	0.38	.....	4.77	12.47	20.17	.....	6.28	15.90	25.68
X3	.....	0.91	1.94	2.98	.....	4.43	9.86	15.29	.....	6.67	14.75	22.84
X4	0.01	0.04	0.07	0.05	3.86	5.99	12.44	18.89	4.84	7.53	15.64	23.68
Y1	.....	0.05	0.10	0.05	.....	7.33	15.89	24.45	.....	9.23	19.99	30.62
Y2	0.58	1.06	1.44	1.74	6.53	10.44	15.20	19.97	8.89	14.38	20.81	27.13
Y3	.....	0.07	0.04	0.08	.....	1.93	4.93	7.93	.....	2.50	6.21	10.01
Y4	.....	0.82	1.65	2.35	.....	2.09	6.30	10.50	.....	3.64	9.93	16.07
Colum	.....	0.16	0.35	0.54	.....	2.83	5.38	7.93	.....	3.74	7.16	10.58

En el anterior cuadro se muestra las cargas acumuladas para los diversos pisos.



## 8. DISEÑO DEL PRIMER PISO

Se verifico la necesidad de confinar los extremos libres para el piso más cargado (piso 1).

Tabla 22. Verificación de extremos libres							
Muro	I(m3)	Pu - Piso 1	Me(ton)	Mu=1.25Me	σu	f'm (ton/m2)	0.3*f'm
X1	0.32	11.40	27.51	34.39	190.90	950	285
X2	0.32	25.68	31.59	39.49	249.18	950	285
X3	0.32	22.84	27.22	34.03	216.40	950	285
Y1	3.20	30.62	85.81	107.26	142.45	950	285
Y2	0.32	27.13	15.86	19.83	159.00	950	285
Y3	0.04	10.01	3.53	4.41	131.73	950	285
Y4	0.18	16.07	12.72	15.90	154.93	950	285

- ✓ Concluimos que no es necesario confinar ningún muro, ya que el esfuerzo de compresión último son menores al 30% del valor de f'm.

### 8.1. Resistencia a compresión y flexo compresión en el plano del muro

#### Suposiciones de diseño

El diseño por flexión de muros sometidos a carga axial actuando conjuntamente con fuerzas horizontales coplanares, se basará en las suposiciones de esta sección y en la satisfacción de las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

- La deformación unitaria en el acero de refuerzo y en la albañilería será asumida directamente proporcional a la distancia medida desde el eje neutro.
- La deformación unitaria máxima de la albañilería,  $\epsilon_m$ , en la fibra extrema comprimida se asumirá igual a 0,002 para albañilería de unidades apilables e igual a 0,0025 para albañilería de unidades asentadas cuando la albañilería no es confinada y de 0,0055 cuando la albañilería es confinada mediante los elementos indicados en 28.1.g de la norma.
- Los esfuerzos en el refuerzo, por debajo del esfuerzo de fluencia especificado,  $f_y$ , se tomarán iguales al producto del módulo de elasticidad  $E_s$  por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$  los esfuerzos en el acero se considerarán independientes de la deformación e iguales a  $f_y$ .



- d. La resistencia a la tracción de la albañilería será despreciada.
- e. El esfuerzo de compresión máximo en la albañilería,  $0.85 f' m$ , será asumido uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro de la sección a una distancia  $a = 0.85 c$ , donde  $c$  es la distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida.
- f. El momento flector  $M_e$  actuante en un nivel determinado se determinará del análisis estructural ante sismo moderado.
- g. El momento flector y la fuerza cortante factorizado serán  $M_u = 1.25 M_e$  y  $V_u = 1.25 V_e$  respectivamente. La resistencia en flexión, de todas las secciones del muro debe ser igual o mayor al momento de diseño obtenido de un diagrama de momentos modificado, de manera que el momento hasta una altura igual a la mitad de la longitud del muro sea igual al momento de la base y luego se reducirá de forma lineal hasta el extremo superior.

### **8.2. Evaluación de la Capacidad Resistente “ $M_n$ ”**

La norma especifica que para todos los muros portantes se debe cumplir que la capacidad resistente a flexión  $M_n$ , considerando la interacción carga axial - momento flector, reducida por el factor  $\phi$ , sea mayor o igual que el momento flector factorizado  $M_u$ :

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

El factor de reducción de la capacidad resistente a flexo compresión ( $\phi$ ), se calculará mediante la siguiente expresión:

$$0,65 \leq \phi = 0,85 - 0,2 \frac{P_u}{P_o} \leq 0,85$$

Donde  $P_o = 0,1 f'_m \cdot t \cdot L$



Tabla 23. Factor de reducción pro resistencia $\phi$						
Muro	L (m)	t	f'm (ton/m <sup>2</sup> )	0.9*Pu	Po	$\phi$
X1	3.00	0.14	950	10.26	39.90	0.80
X2	3.00	0.14	950	23.11	39.90	0.73
X3	3.00	0.14	950	20.55	39.90	0.75
X4	2.40	0.14	950	21.20	31.92	0.72
Y1	6.50	0.14	950	27.56	86.45	0.79
Y2	3.00	0.14	950	24.42	39.90	0.73
Y3	1.50	0.14	950	9.01	19.95	0.76
Y4	2.50	0.14	950	9.17	33.25	0.79

### 8.3. Cálculo del Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos:

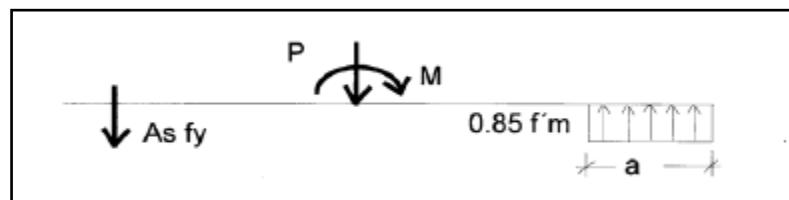
Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión  $M_n$  podrá calcularse aplicando la fórmula siguiente:

$$M_n = A_s f_y D + P_u L/2$$

donde:  $D = 0,8L$

$A_s$  = área del refuerzo vertical en el extremo del muro

Para calcular el área de acero “ $A_s$ ” a concentrar en el extremo del muro, se deberá utilizar la menor carga axial:  $P_u = 0,9P_g$  ( $P_g$ = carga gravitacional de servicio en un muro, con sobrecarga reducida).

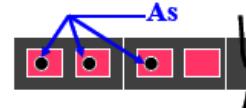


$$M_n = A_s f_y D + P_u L / 2 > M_u / \phi \quad D = 0.8 L$$

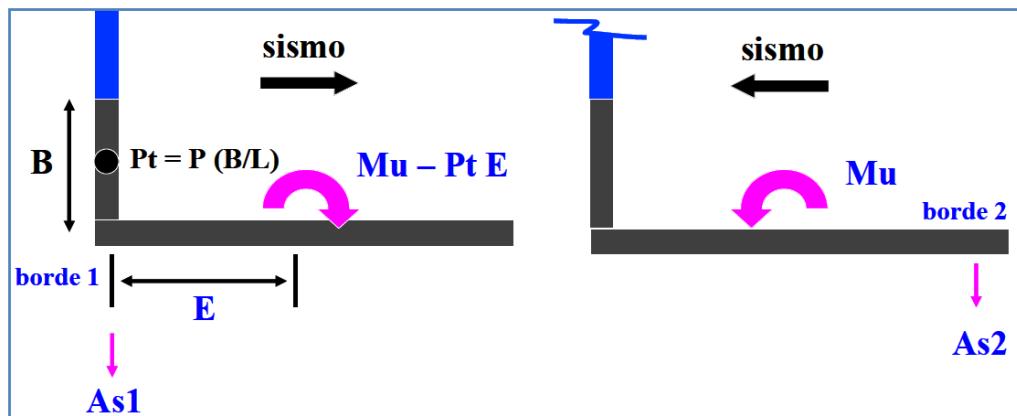
Para hallar “ $A_s$ ”, usar  $P_u = 0.9 P_g$

$$\rightarrow 0.65 < \phi = 0.85 - 0.2 P_u / P_o < 0.85$$

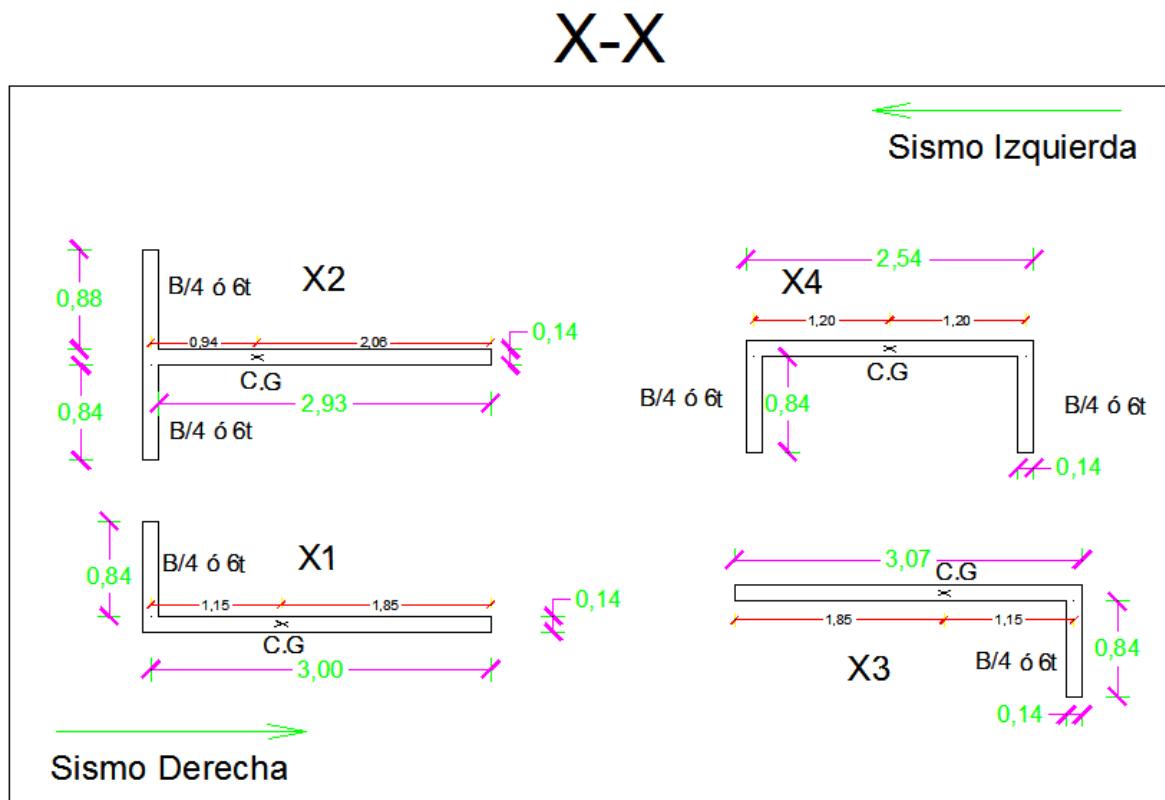
$$\rightarrow A_s = [M_u / \phi - P_u L / 2] / (f_y D)$$



- ✓ En el caso que exista paredes transversales, puede aplicarse conservadoramente la fórmula anterior, reduciendo "Mu" por la acción de la carga tributaria "Pt" que baja por la pared transversal.



- ✓ Con el criterio anterior, obtenemos los parámetros de cada muro.



Con los parámetros anteriores obtenemos el momento que genera la carga Pt, del muro perpendicular a cada muro en análisis.



Tabla. Carga tributaria del muro perpendicular - sismo Derecha XX							
	Datos del muro perpendicular						
Muro	*L (m)	*B(m)	Pg(ton)	Pmu = 1.25Pg	Pt = Pmu (B/L)	E(m)	Pt*E (ton*m)
X1	3.00	0.84	10.22	12.78	3.58	1.15	4.11
X2	3.00	0.84	10.22	12.78	3.58	0.94	6.88
	3.50	0.88	11.92	14.90	3.75	0.94	
X4	3.00	0.84	18.36	22.95	6.43	1.20	7.71

Observaciones:

- ✓ Al muro X1, llega perpendicularmente el muro Y1, este muro es de gran longitud y tiene un encuentro con el muro X2, entonces la carga gravitacional total que llega a este muro se repartió en función a su longitud, para así calcular el Pt.
- ✓ Al muro X2, llega perpendicularmente el muro Y1, se consideró las dos alas que forma este (como se muestra en la figura anterior).
- ✓ Para el muro X3, y el sismo en la dirección derecha, no concurre perpendicularmente, ningún muro es por tal razón que Pt será cero, y no generará ningún momento respecto a su centro de gravedad.

Tabla. Carga tributaria del muro perpendicular - sismo Izquierda XX							
	Datos del muro perpendicular						
Muro	*L (m)	*B(m)	Pg(ton)	Pmu = 1.25Pg	Pt = Pmu (B/L)	E(m)	Pt*E (ton*m)
X3	1.50	0.84	6.69	8.36	4.68	1.15	5.39
X4	3.00	0.84	18.36	22.95	6.43	1.20	7.71

Observación:

- ✓ Para los muros X1 y X2, y el sismo en la dirección Izquierda, no concurre perpendicularmente, ningún muro es por tal razón que Pt será cero, y no generará ningún momento respecto a su centro de gravedad.

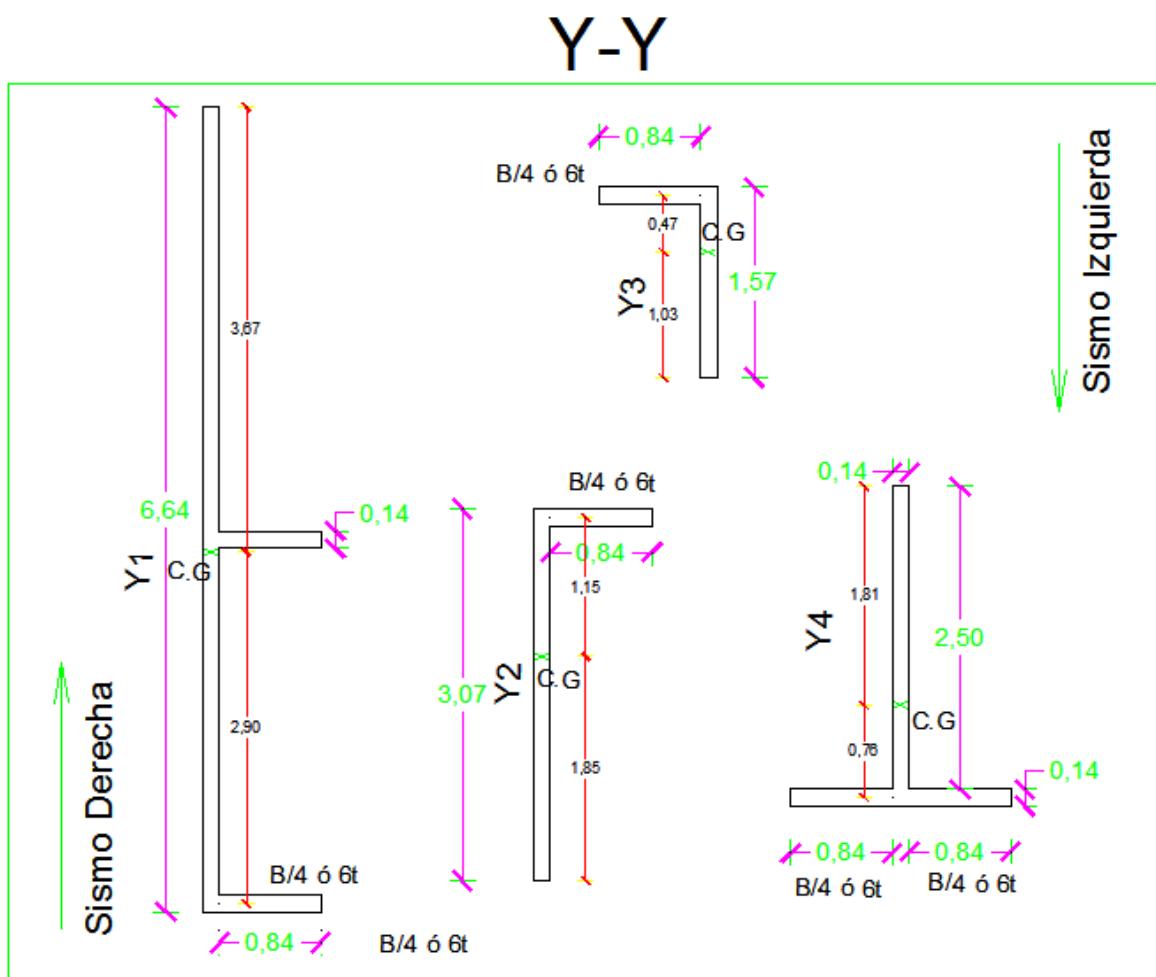
Reduciendo estos momentos generados, por la carga gravitacional que baja por el muro transversal a cada muro en análisis, se calcula los refuerzos a concentrar en los extremos de cada uno de ellos, y para cada borde, según se detalla en los siguientes cuadros.

Tabla 24. As= área del refuerzo vertical en el extremo Izquierdo de los muros, en la Dirección XX												
Muro	L (m)	D(m)	fy(kg/cm <sup>2</sup> )	φ	Pg(ton)	Pu=0.9Pg	Mu	Pt*E	M'u(ton-m)	AS(cm <sup>2</sup> )	#varillas	#varillas
X1	3.00	2.40	4200.00	0.80	8.26	7.44	34.4	4.11	30.28	2.66	2.09	3φ3/8"
X2	3.00	2.40	4200.00	0.73	16.48	14.84	39.5	6.88	32.61	2.20	1.73	3φ3/8"
X3	3.00	2.40	4200.00	0.75	13.38	12.04	34.0	.....	34.03	2.73	2.15	3φ1/2"
X4	2.40	1.92	4200.00	0.72	15.90	14.31	31.5	7.71	23.75	1.98	1.56	3φ3/8"

Tabla 24. As= área del refuerzo vertical en el extremo Derecho de los muros en la Dirección XX

Muro	L (m)	D(m)	fy(kg/cm2)	$\phi$	Pg(ton)	$Pu=0.9Pg$	$Mu$	$Pt^*E$	$M'u(ton\cdot m)$	AS(cm2)	#varillas	#varillas
X1	3.00	2.40	4200.00	0.80	8.26	7.44	34.39	.....	34.39	3.17	2.49	3φ1/2"
X2	3.00	2.40	4200.00	0.73	16.48	14.84	39.49	.....	39.49	3.13	2.46	3φ1/2"
X3	3.00	2.40	4200.00	0.75	13.38	12.04	34.03	5.39	28.64	2.01	1.58	3φ3/8"
X4	2.40	1.92	4200.00	0.72	15.90	14.31	31.46	7.71	23.75	1.98	1.56	3φ3/8"

✓  $M'u$  es igual a  $( Mu - Pt^*E )$  según la expresión mostrada anteriormente.



Con los parámetros anteriores obtenemos el momento que genera la carga  $Pt$ , del muro perpendicular a cada muro en análisis.



Tabla. Carga tributaria del muro perpendicular - sismo Derecha YY							
	Datos del muro perpendicular						
Muro	*L (m)	*B(m)	Pg(ton)	Pmu = 1.25Pg	Pt = Pmu (B/L)	E(m)	Pt*E (ton*m)
Y1	3.00	0.84	8.26	10.33	2.89	2.90	8.38
Y4	1.20	0.53	7.95	9.94	4.39	0.76	6.67
	1.20	0.53	7.95	9.94	4.39	0.76	

Tabla. Carga tributaria del muro perpendicular - sismo Izquierda YY							
	Datos del muro perpendicular						
Muro	*L (m)	*B(m)	Pg(ton)	Pmu = 1.25Pg	Pt = Pmu (B/L)	E(m)	Pt*E (ton*m)
Y2	2.40	0.84	15.90	19.88	6.96	1.15	8.00
Y3	3.00	0.84	13.38	16.73	4.68	0.47	2.20

De la misma forma que la dirección XX, se analiza la dirección YY.

Tabla 24. As= área del refuerzo vertical en el extremo Izquierdo de los muros en la Dirección YY												
Muro	L (m)	D(m)	fy(kg/cm2)	φ	Pg(ton)	Pu=0.9Pg	Mu	Pt*E	M'u(ton-m)	AS(cm2)	#varillas	#varillas
Y1	6.50	5.20	4200.00	0.79	22.14	19.92	107.3	8.38	98.88	2.79	2.20	3φ1/2"
Y2	3.00	2.40	4200.00	0.73	18.36	16.53	19.8	.....	19.83	0.24	0.19	2φ3/8"
Y3	1.50	1.20	4200.00	0.76	6.69	6.02	4.4	.....	4.41	0.26	0.20	2φ3/8"
Y4	2.50	2.00	4200.00	0.79	9.50	8.55	15.9	6.67	9.23	0.11	0.09	2φ3/8"

Tabla 24. As= área del refuerzo vertical en el extremo Derecho de los muros, en la Direccion YY												
Muro	L (m)	D(m)	fy(kg/cm2)	φ	Pg(ton)	Pu=0.9Pg	Mu	Pt*E	M'u(ton-m)	AS(cm2)	#varillas	#varillas
Y1	6.50	5.20	4200.00	0.79	22.14	19.92	107.3	.....	107.26	3.28	2.58	3φ1/2"
Y2	3.00	2.40	4200.00	0.73	18.36	16.53	19.8	8.00	11.83	-0.85	.....	2φ3/8"
Y3	1.50	1.20	4200.00	0.76	6.69	6.02	4.4	2.20	2.21	-0.32	.....	2φ3/8"
Y4	2.50	2.00	4200.00	0.79	9.50	8.55	15.9	.....	15.90	1.11	0.87	2φ3/8"

- ✓ Los valores de color celeste resultan negativo, esto se explica estructuralmente en función a la expresión  $As = [Mu / \phi - Pu L / 2] / (fy D)$ , el momento generado por la carga gravitatoria es mayor que el momento último actuante,  $Pu*L/2 > Mu/\phi$ , teóricamente no se colocaría refuerzo en este extremo, la norma menciona colocar refuerzo mínimo.



Además la norma menciona que por lo menos se colocará 2  $\phi$  3/8", o su equivalente, en los bordes libres del muro y 3  $\phi$  3/8", en las intersecciones entre muros. (En las tablas anteriores se muestra el refuerzo mínimo de color rojo)

En este análisis no se está considerando el refuerzo de la zona central del muro, el refuerzo vertical mínimo será el requerido por corte fricción de acuerdo a lo indicado en el Artículo 28.1.k. de la norma E.070 (RNE).

## 9. DISEÑO POR CORTE

- La norma E.070 establece que el diseño por fuerza cortante se realizará para el cortante "V<sub>uf</sub>" asociado al mecanismo de falla por flexión producido en el primer piso. El diseño por fuerza cortante se realizará suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. El valor "V<sub>uf</sub>" considera un factor de amplificación de 1.25, que contempla el ingreso de refuerzo vertical en la zona de endurecimiento.
- El valor "V<sub>uf</sub>" se calculará con las siguientes fórmulas:

**Primer Piso:**  $V_{uf1} = 1,25 V_{ui} (M_{n1}/M_{u1}) \dots$  no menor que  $V_{ml}$

**Pisos Superiores:**  $V_{ufi} = 1,25 V_{ui} (M_{ni}/M_{u1}) \dots$  no mayor que  $V_{mi}$

- En cada piso, el área del refuerzo horizontal (A<sub>sh</sub>) se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_{uf} \cdot s}{f_y \cdot D}$$

donde:

*s = espaciamiento del refuerzo horizontal*

*D = 0,8 L para muros esbeltas, donde:  $M_e/(V_e \cdot L) \geq 1$*

*D = L para muros no esbeltas, donde:  $M_e/(V_e \cdot L) < 1$*



Tabla 26. Fuerza cortante "Vuf" (ton) 1° piso							
Muro	Vu=1.25Ve	Mu(ton-m)	Mn(ton-m)	Vuf	Vm	Vuf (usar)	0.1f'm
X1	6.31	<b>34.39</b>	55.50	12.73	13.12	13.12	95.00
X2	6.72	<b>39.49</b>	76.93	16.36	14.19	16.36	95.00
X3	6.68	<b>34.03</b>	72.66	17.82	15.07	17.82	95.00
X4	5.79	<b>31.46</b>	58.99	13.56	10.85	13.56	95.00
Y1	16.00	<b>107.26</b>	182.73	34.07	47.88	47.88	95.00
Y2	4.55	<b>19.83</b>	55.01	15.78	18.25	18.25	95.00
Y3	1.46	<b>4.41</b>	14.67	6.08	6.60	6.60	95.00
Y4	3.93	<b>15.90</b>	24.67	7.61	12.66	12.66	95.00

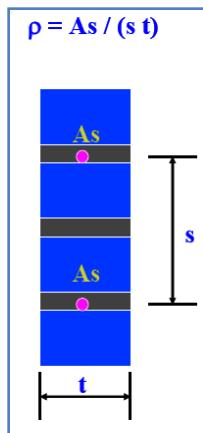
Tabla 27. Espaciamiento de Refuerzo Horizontal (cm) 1° piso									
Muro	L (m)	Ve	Me	Me/(Ve.L)	D=0.8L	fy(kg/cm2)	φ3/8" As(cm2)	Vuf (usar)	S (cm)
X1	3.00	5.05	27.51	1.82	2.40	4200.00	0.71	13.12	45
X2	3.00	5.38	31.59	1.96	2.40	4200.00	0.71	16.36	45
X3	3.00	5.34	27.22	1.70	2.40	4200.00	0.71	17.82	40
X4	2.40	4.63	25.17	2.27	1.92	4200.00	0.71	13.56	30
Y1	6.50	12.80	85.81	1.03	5.20	4200.00	0.71	47.88	30
Y2	3.00	3.64	15.86	1.45	2.40	4200.00	0.71	18.25	30
Y3	1.50	1.17	3.53	2.01	1.20	4200.00	0.71	6.60	45
Y4	2.50	3.14	12.72	1.62	2.00	4200.00	0.71	12.66	45

La norma menciona que todos los muros llevarán refuerzo horizontal. La **cuantía mínima** de refuerzo será de 0,1%. Las varillas de acero de refuerzo serán corrugadas.

$$\rho = \frac{As}{S \cdot t} \rightarrow S = \frac{As}{\rho \cdot t}$$

$$\text{Con } \varnothing 3/8" \rightarrow S = \frac{As}{\rho \cdot t} = \frac{0.71}{0.001 * 14} = 50\text{cm} = 0.45\text{m} \rightarrow \text{se toma } \varnothing 3/8" @ 0.40\text{m}$$

$$\text{Con } \varnothing 1/4" \rightarrow S = \frac{As}{\rho \cdot t} = \frac{0.32}{0.001 * 14} = 22.85\text{cm} = 0.20\text{m} \text{ se toma } \rightarrow 2 \varnothing 1/4" @ 0.20$$



La norma condiciona el espaciamiento del refuerzo horizontal en el primer piso de muros hasta de 3 pisos o 12 m de altura en las zonas sísmicas 2 y 3 no excederá de 450 mm y para muros de más de 3 pisos o 12 m no excederá de 200 mm.

Observando los cálculos resultan espaciamientos variados pero en ningún caso debe ser menor al espaciamiento calculado con la cuantía mínima, teniendo en cuenta el criterio anterior se concluye:

- Refuerzo para los muros Y1, 4φ1/2".
- Para los demás muros del primer piso 3φ1/2".

### 9.1. Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

La solera se diseñará con las siguientes expresiones:

$$T = Vn \cdot h / L < Vn$$

$$As = T / (1.5 f_y) > 0.1 f'_c Acs / f_y \dots \text{mínimo } 4 \phi 8 \text{ mm}$$

Estripos mínimos: [ 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm ]

Tabla. 28 Diseño de las vigas soleras del primer nivel								
Muro	L (m)	h(m)	Vn	T (ton)	T(ton)usar	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	#varillas
X1	3.00	2.46	13.12	10.76	13.12	4200.00	2.08	2φ1/2"
X2	3.00	2.46	16.36	13.42	16.36	4200.00	2.60	3φ1/2"
X3	3.00	2.46	17.82	14.61	17.82	4200.00	2.83	3φ1/2"
X4	2.40	2.46	13.56	13.90	13.90	4200.00	2.21	2φ1/2"
Y1	6.50	2.46	47.88	18.12	47.88	4200.00	7.60	4φ1/2"
Y2	3.00	2.46	18.25	14.97	18.25	4200.00	2.90	3φ1/2"
Y3	1.50	2.46	6.60	10.82	10.82	4200.00	1.72	2φ1/2"
Y4	2.50	2.46	12.66	12.46	12.66	4200.00	2.01	2φ1/2"



Como se puede observar en la tabla 28. Resultan una variedad de varillas de 1/2", teniendo en cuenta el proceso constructivo se opta por el siguiente:

- Refuerzo para los muros Y1, 4  $\phi$  1/2".
- Para los demás muros del primer piso 3  $\phi$  1/2".

## 10. DISEÑO DEL SEGUNDO Y TERCER PISO.

Analizado el diseño del primer piso se pudo notar que las resistencias flexo compresión como a corte de los muros de albañilería armada, son bastante mayores que las solicitadas (fuerzas horizontales y verticales), teniendo presente que en el segundo y tercer piso las solicitudes  $V_e$ ,  $M_e$  son menor al primer piso, se verifico que se utilizara las cuantías mínimas según se detalla a continuación.

- 1º Refuerzo mínimo horizontal = 1  $\phi$  3/8" @ 0.40
- 2º Refuerzo mínimo vertical (0.1%) = 1  $\phi$  3/8" @ 0.40
- 3º Muros Portantes del piso 2 totalmente llenos con grout y parcialmente llenos para el piso 3.
- 4º Por lo menos 2  $\phi$  3/8" en los extremos y en los encuentros.

## 11. DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO.

Los muros portantes y los no portantes se deben de verificar debido a cargas que actúan perpendicularmente a su plano. Estas verificaciones se realizan con el fin de saber si los muros bajo el sismo moderado sufrirán algún agrietamiento. Por tal razón, se verifica bajo cargas de sismo en servicio.

Según la Norma la magnitud de la carga de sismo uniformemente distribuida  $w$  es la siguiente:

$$w = 0,8 \ Z.U.C_1 \gamma e$$

En donde:

$C_1$ : coeficiente sísmico especificado en la Norma E030 (depende si el muro es portante o no)

$Z$ : factor de zona



U: factor de importancia

e: espesor bruto en metros

$\gamma$  : Peso específico de la albañilería

El momento flector distribuido por unidad de longitud generado por la carga de sísmica  $w$  se halla de la siguiente manera:

$$Ms = m \cdot \omega \cdot a^2$$

En donde:

m: coeficiente de momento (a dimensional)

a: dimensión crítica del paño de albañilería (m)

$Z = 0.4$  (edificio ubicado en la zona sísmica 3)

$U = 1.0$  (edificio de uso común, destinado a oficinas)

Z	0.4
U	1
C1t	0.75
Cip	2
$\gamma_t$	2300
$\gamma_p$	2000
e	0.14

bloque totalmente lleno  
bloque parcialmente lleno

$w = 77.28 \text{ kg/cm}^2$  para muros totalmente llenos

$w = 67.2 \text{ kg/cm}^2$  para muros parcialmente llenos

$w = 179.2 \text{ kg/cm}^2$  para parapetos parcialmente llenos

Seguidamente, se halla el momento flector distribuido por unidad de longitud producido por la carga sísmica:



### Para muros totalmente llenos

Tabla 29. Momento actuante para muros totalmente llenos								
Muro	L (m)	t(m)	b	a	b/a	borde arriostrado	m	Ms(kg.m/m)
X1	3.00	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.0630	29.46
X2	3.00	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	52.38
X3	3.00	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	52.38
X4	2.40	0.14	2.46	2.40	1.03	4.00	0.0479	21.32
Y1	6.50	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	52.38
Y2	3.00	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	52.38
Y3	1.50	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	52.38
Y4	2.50	0.14	2.46	2.46	1.00	2.00	0.1250	58.46

Se puede observar que todos los muros del primer piso, incluido los muros interiores que son los más cargados axialmente, cumplen con ser menores de  $0.25f'm$ .

A continuación, se verifica que los muros portantes no se fisuren por acciones transversales a su plano, ya que disminuyen su capacidad portante para cargas sísmicas coplanares. Para ello se debe de cumplir que:

- Para el último piso (tracción por flexión):  $fm - fa \leq ft$
- Para el primer piso (flexo compresión):  $fa + fm \leq 0.25 f'm$

En donde:

$fa$ : esfuerzo resultante de la carga axial producido por la carga gravitacional  $P_g$ .

$$fa = \frac{P_g}{L \cdot t}$$

$fm$ : esfuerzo resultante del momento flector  $Ms$  debido a la carga de sismo  $w$

$$fm = \frac{6 * Ms}{t^2}$$

$ft$ : esfuerzo admisible en tracción por flexión

$f'm$ : resistencia característica a compresión axial de albañilería

Con lo comentado anteriormente, se tiene los siguientes cuadros:



Para el Primer Piso:

<b>Tabla 32. Verificación de figuración por cargas perpendiculares a su plano muros portantes</b>									
Muro	L (m)	t(m)	Pg-piso1	fa(ton/m <sup>2</sup> )	Ms(ton.m/m)	f'm(ton/m <sup>2</sup> )	fa+f'm	0.25f'm	verificar
X1	3.00	0.14	8.26	19.67	0.0295	9.02	28.69	237.50	ok
X2	3.00	0.14	16.48	39.25	0.0524	16.03	55.28	237.50	ok
X3	3.00	0.14	13.38	31.85	0.0524	16.03	47.89	237.50	ok
X4	2.40	0.14	15.90	47.32	0.0213	6.53	53.85	237.50	ok
Y1	6.50	0.14	22.14	24.33	0.0524	16.03	40.36	237.50	ok
Y2	3.00	0.14	18.36	43.72	0.0524	16.03	59.76	237.50	ok
Y3	1.50	0.14	6.69	31.87	0.0524	16.03	47.91	237.50	ok
Y4	2.50	0.14	9.50	27.15	0.0585	17.90	45.05	237.50	ok

Para muros parcialmente llenos

Se analiza la figuración en el tercer piso puesto por cargas perpendiculares a su plano, que estos mismos muros serán parcialmente lleno en el tercer piso a excepción de los muros X1, X3 e Y1 que serán totalmente llenos.

<b>Tabla 30. Momento actuante para muros parcialmente llenos</b>								
Muro	L (m)	t(m)	b	a	b/a	borde arriostrado	m	Ms(kg.m/m)
X2	3.00	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	45.55
Y3	1.50	0.14	2.46	2.46	1.00	3.00	0.1120	45.55
Y4	2.50	0.14	2.46	2.46	1.00	2.00	0.1250	50.83

<b>Tabla 33. Verificación de figuración por cargas perpendiculares a su plano - tercer piso</b>									
Muro	L (m)	t(m)	Pg.Piso 3	fa(ton/m <sup>2</sup> )	Ms(ton.m/m)	f'm(ton/m <sup>2</sup> )	f'm-fa	ft(ton/m <sup>2</sup> )	verificar
X2	3.00	0.14	4.16	9.90	0.0455	13.94	4.04	30.00	ok
Y3	1.50	0.14	1.73	8.22	0.0455	13.94	5.73	30.00	ok
Y4	2.50	0.14	1.92	5.49	0.0508	15.56	10.07	30.00	ok

También se observa que los muros del último piso, cumplen con ser menores que ft.



## **12. DISEÑO DEL REFUERZO VERTICAL DEL ALFÉIZAR:**

Como, generalmente, los alféizares hechos de albañilería armada carecen de arriostres, trabajan de este modo como muros en voladizo, por dicha razón, el refuerzo vertical tomará toda la tracción que origine el momento flector. El diseño del acero vertical se realiza con el método de rotura, como si el muro fuera una losa de concreto armado.

Carga última distribuida:

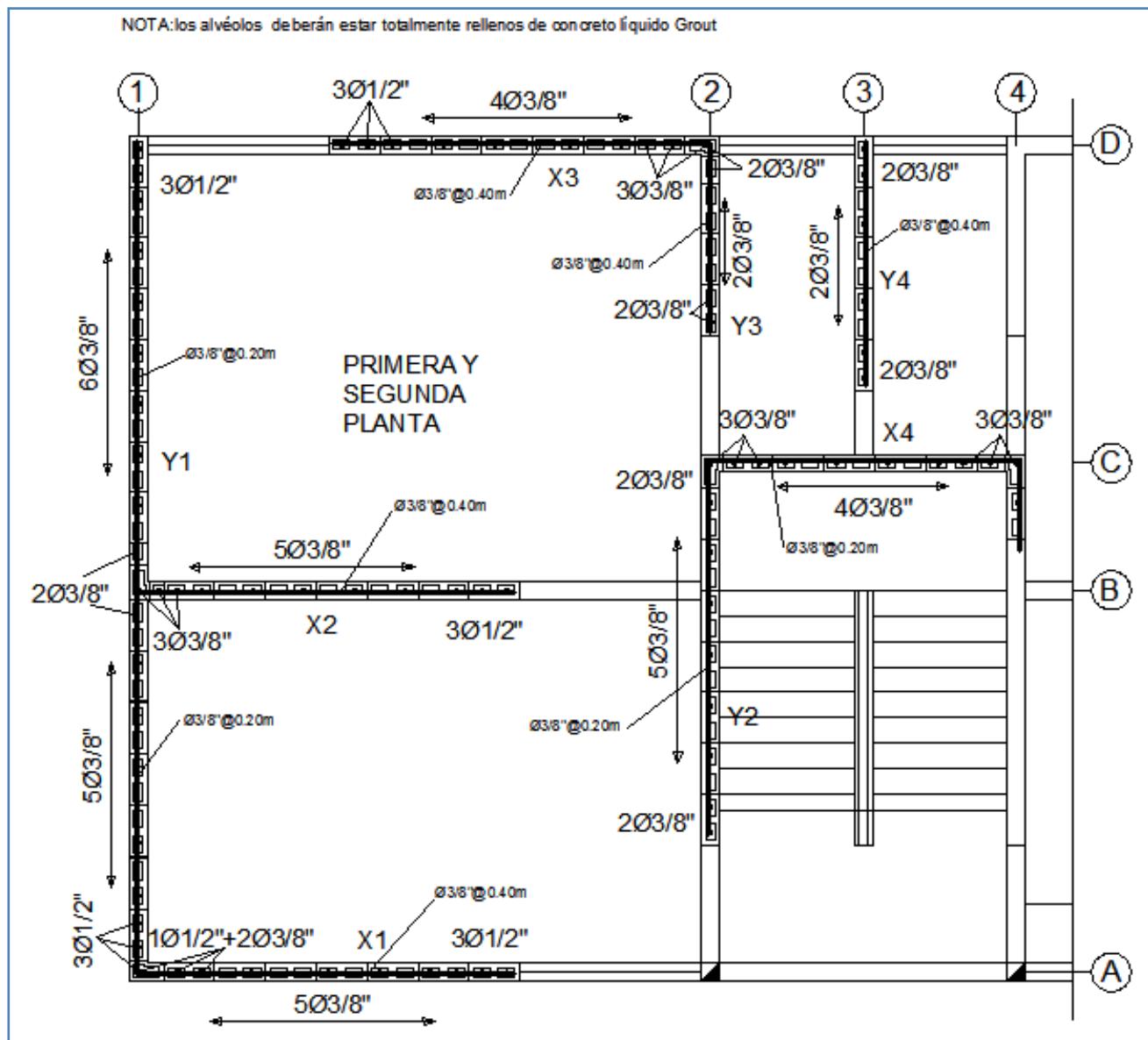
$$W_u = 1.25 w$$

Momento Flector último: (para una altura del alféizar = 1.00 m)

$$M_u = 0.5 W_u$$

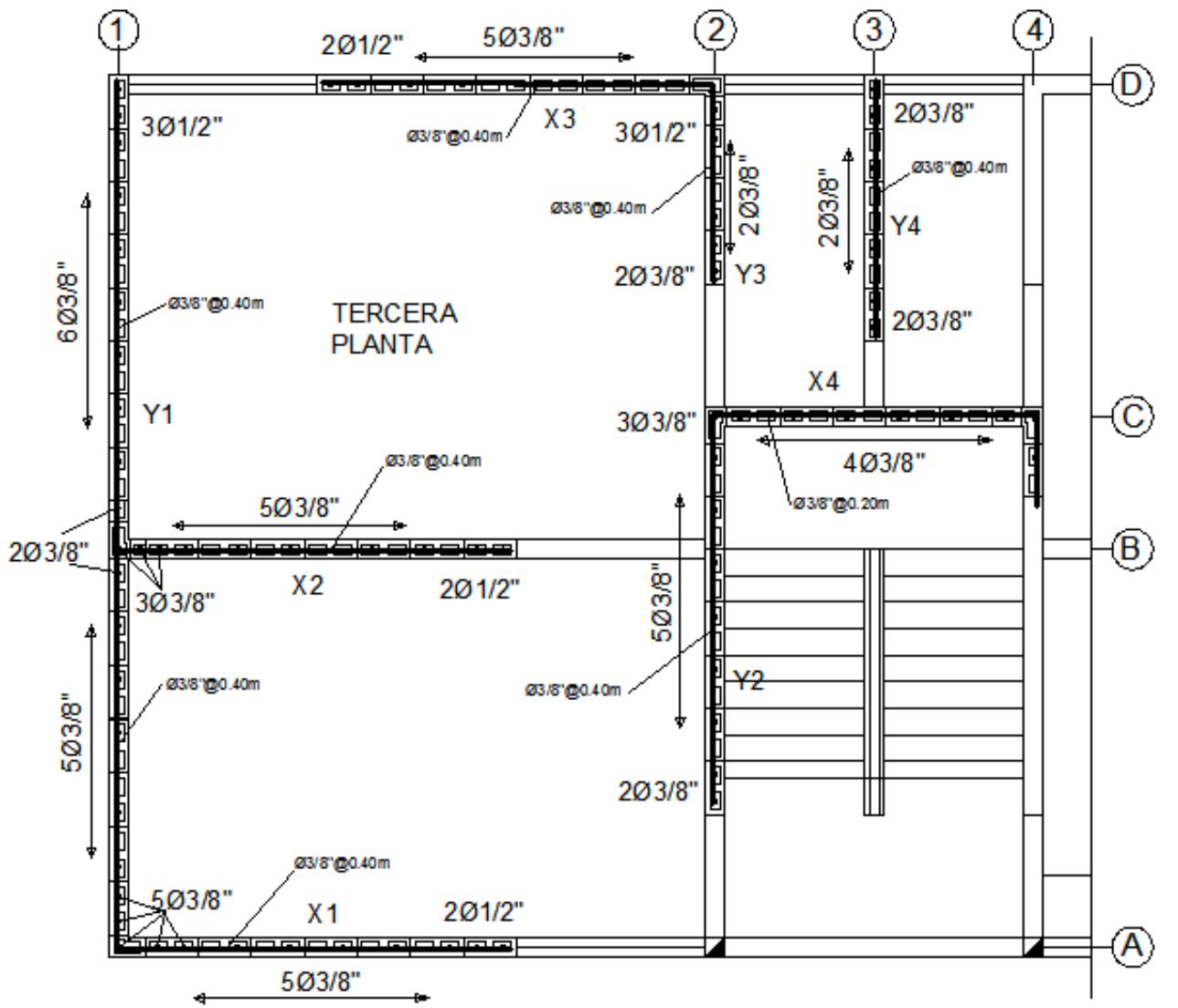
Con dicho momento último se consigue un refuerzo vertical de  $A_s = 0.45 \text{ cm}^2$ , que es menor a la cuantía mínima requerida que es de 0.007 ( $A_s = 0.98 \text{ cm}^2$ ). Por lo tanto, para el alfeizar se colocará el área de acero mínimo (1 φ 8mm @ 0.40m), tanto para el acero de refuerzo vertical como la horizontal.

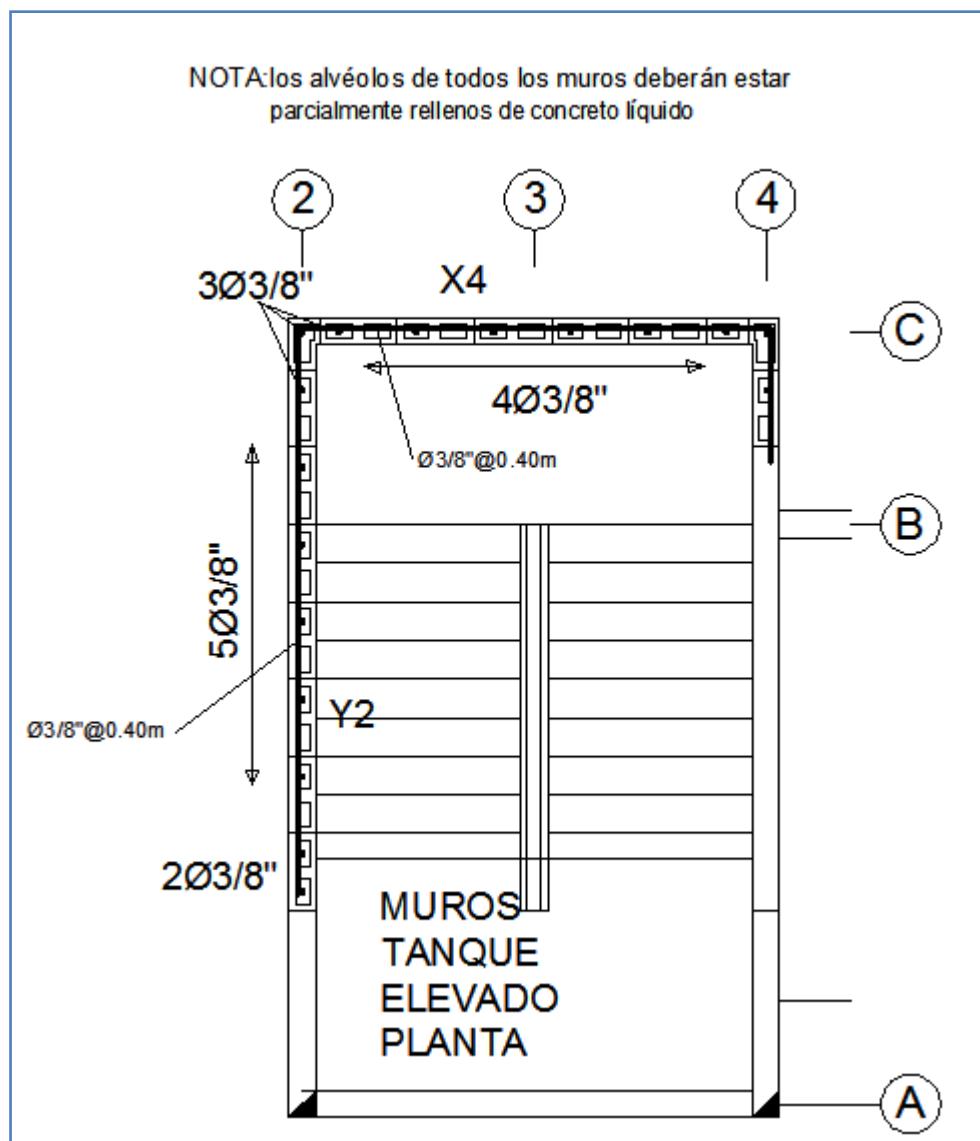
### 13. DETALLE DE PLANOS





NOTA: los alvéolos de los muros X1, X3 e Y1 deberán estar completamente llenos de concreto líquido Grout  
NOTA: los alvéolos de los demás muros deberán estar parcialmente llenos de concreto líquido





#### E SPECIFICACIONES GENERALES

Concreto:	$f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Grut:	$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
Albañolería:	$f_m = 95 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$V'm = 97 \text{ kg/cm}^2$
Bloque	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento:	2cm
carga viva Piso Tipico:	$250 \text{ kg/cm}^2$
Carga viva Azotea:	$100 \text{ kg/cm}^2$
Carga viva Escaleras:	$400 \text{ kg/cm}^2$



# DETALLE DE SOLERAS

