

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA GALERÍA COMERCIAL DE
CONCRETO ARMADO DE CUATRO PISOS**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Renzo Jesús Delgado Unda

ASESOR: César Huapaya Huapaya

Lima, noviembre de 2014

RESUMEN

En esta tesis se desarrolló el análisis y diseño estructural de una galería comercial de concreto armado ubicada en el distrito del Cercado de Lima, provincia de Lima. Dicha galería cuenta con cuatro pisos: los dos primeros pisos con un área techada de 1565m² y los dos siguientes con un área techada de 1110m². El edificio no presenta albañilería de ladrillo sino el sistema divisorio de áreas será mediante Drywall.

La propuesta del sistema Drywall nace de la necesidad de crear una estructura flexible con la arquitectura y propósito del edificio: se necesitaba un edificio tal que sea capaz de cambiar de áreas y posiciones de las tiendas cuantas veces sea necesario, sin tener que realizar acciones como demolición de muros de ladrillos.

Para el análisis de la estructura se elaboró un modelo tridimensional en ETABS con 3 grados de libertad por piso, se hizo un análisis para cargas de gravedad y análisis modal para cargas sísmicas. Las losas y cimentaciones fueron analizadas con modelos en un plano en el programa SAP 2000.

El suelo de cimentación tiene una capacidad portante de 40 ton/m². La cimentación está basada en zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. El nivel de profundidad de -1.30 m a partir del nivel +0.00 del terreno natural.

El análisis sísmico se realizó utilizando para cada una de las direcciones el espectro inelástico de pseudo aceleración según el RNE. Se obtuvieron derivas máximas de 1.43‰ y 1.07‰ en los planos X-X e Y-Y respectivamente, los cuales son menores al máximo valor de derivas exigido por la norma.

El diseño de la estructura se realizó basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), el ACI 318 (American Concrete Institute) y el ASCE (American Society of Civil Engineers).



TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de una galería comercial de concreto armado de cuatro pisos"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. César Huapaya
Alumno : RENZO JESÚS DELGADO UNDA
Código : 2005.2052.9.412
Tema N° : 2013
Fecha : Lima, 29 de agosto de 2013



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se tiene un edificio de cuatro pisos ubicado en el centro de Lima que será destinado a una galería comercial. El edificio se construirá con una estructura de concreto armado la cual deberá ser diseñada por el alumno.

Se utilizará para el diseño en concreto armado una resistencia a la compresión del concreto un valor de 210 o 280 kgf/cm² y un esfuerzo de fluencia en el acero de 4200 kgf/cm². Además se considerará que el edificio se cimentará sobre un suelo rígido y denso con una capacidad portante de 4 kgf/cm².

OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es que el alumno demuestre su capacidad para resolver el diseño estructural de una edificación de concreto armado de acuerdo con lo que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

PLAN DE TRABAJO

El plan de trabajo consistirá en realizar las siguientes actividades en torno a este diseño estructural:

- Estructuración y predimensionamiento de los principales elementos estructurales.
- Análisis estructural por cargas de gravedad y por cargas de sismo. Se tomarán en cuenta las normas NTE 020 Cargas y NTE 030 Diseño Sismorresistente.
- Diseño de los principales elementos estructurales: aligerados y losas macizas, vigas, columnas y placas, cimentación. El diseño se realizará de acuerdo a la norma NTE 060 Concreto Armado e incluirá condiciones de resistencia última y condiciones de servicio.
- Elaboración de los planos donde se presente la arquitectura y el diseño estructural del edificio.
- Evaluación del resultado del diseño para obtener conclusiones y recomendaciones.

NOTA: La extensión máxima del documento que se presentará será de 100 páginas.

ÍNDICE

Introducción	1-3
1.- Estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales	
1.1.- Predimensionamiento de losas aligeradas	4
1.2.- Predimensionamiento de losas vigas	4
1.3.- Predimensionamiento de columnas	4-5
2.- Análisis estructural	
2.1.- Análisis Sísmico	6-12
3.- Diseño de elementos estructurales	
3.1.- Diseño de losas aligeradas	13-24
3.2.- Diseño de losas macizas	24-26
3.3.- Diseño de vigas	26-33
3.4.- Diseño de columnas	33-40
3.5.- Diseño de placas	40-48
3.6.- Diseño de cimentaciones	48-71
4.- Comentarios y conclusiones	
4.1.- Estructuración y predimensionamiento	71
4.2.- Análisis sísmico	72
4.3.- Diseño de elementos estructurales	72
5.- Bibliografía	73

Introducción

El objetivo de este trabajo es realizar el diseño en concreto armado de la galería comercial en mención, siguiendo lo indicado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

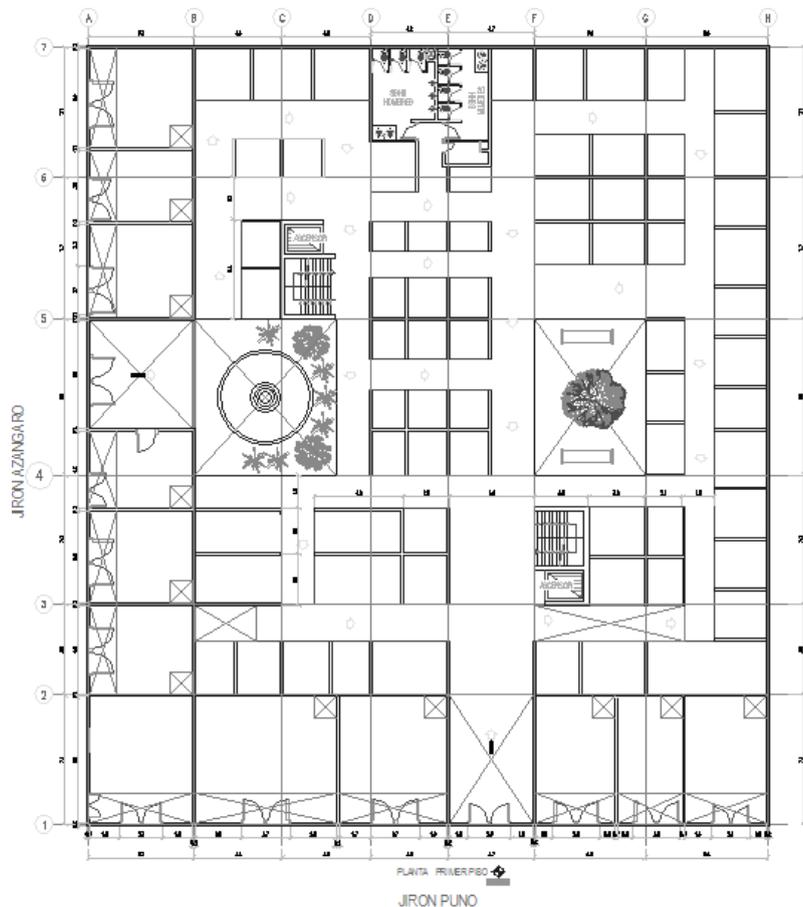
Como resultado final debemos obtener el diseño del edificio considerando cargas de gravedad y acción sísmica.

La galería se encuentra en la intersección de los Jirones Azángaro y Puno, en el Cercado de Lima.

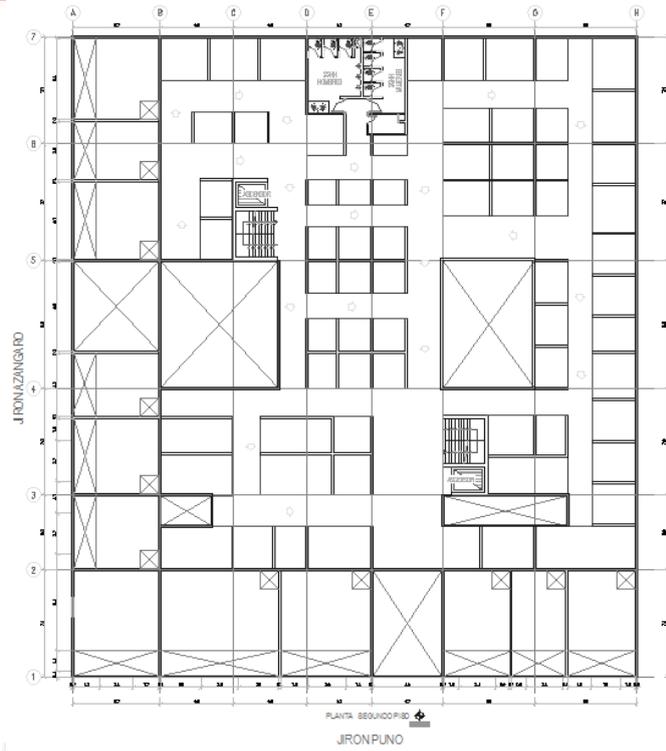
Presentación del edificio

El edificio cuenta con cuatro plantas, la primera y segunda con un área techada de 1565 m², la tercera y cuarta con un área techada de 1110 m².

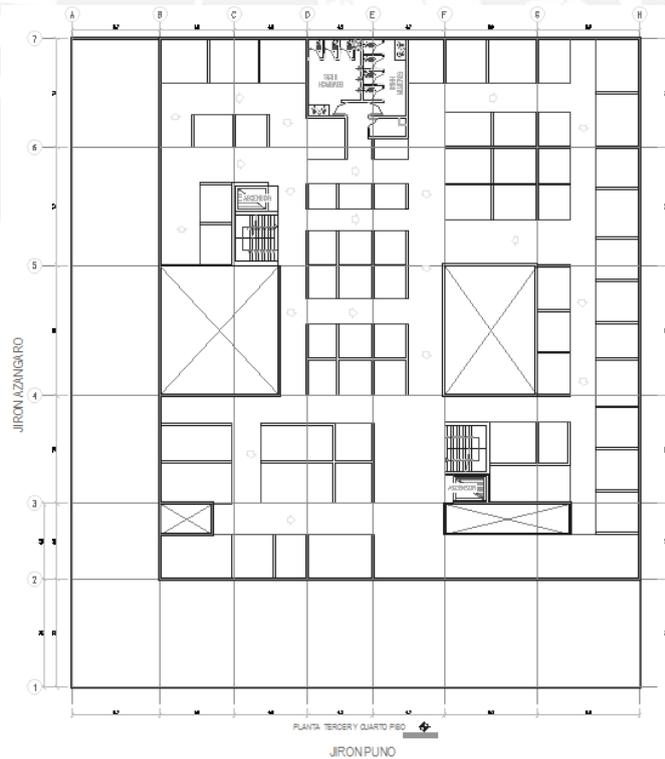
Las tiendas ubicadas en el perímetro del Jirón Puno y Jirón Azángaro cuentan con una entrada interior a un segundo nivel de la propia tienda (mezanine).



Planta del primer nivel



Planta del segundo nivel



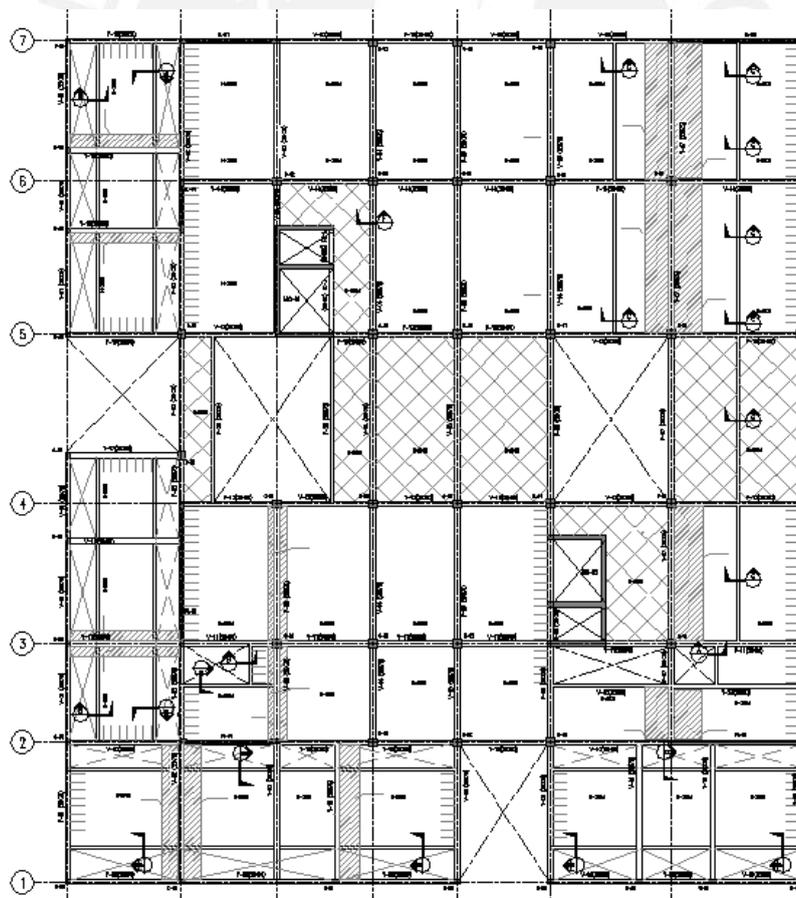
Planta del tercer y cuarto nivel

El edificio presenta dos entradas, una por Jirón Azángaro y otra por Jirón Puno. El acceso vertical es a través de dos ascensores y dos escaleras principales.

El edificio fue construido para albergar pequeños Stands comerciales los cuales se dedican al negocio de imprentas. Además cuenta con algunos otros donde se brinda servicio de comida.

El sistema estructural está compuesto por losas aligeradas y macizas, vigas, placas, columnas y zapatas, todos ellos de concreto armado de $f'c=210$ kg/cm y el acero es de grado 60 y resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm².

Se deseaba tener una estructura Dual Tipo I, ya que presentan un buen comportamiento en zonas sísmicas (mejor que los aperticados y más económicos que los de muros de corte). Al tener la estructura gran cantidad de columnas y vigas, éstas se tomaban gran parte de la rigidez por lo que tendía a ser una estructura Dual Tipo II, por lo cual se decidió aumentar la longitud de placas para que la cortante tomada por éstas esté entre 60%-80% de la cortante basal y así conservar el Dual Tipo I.



Configuración estructural de la edificación

1.- Estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales.

Para el pre-dimensionamiento de todos los elementos estructurales, se siguieron las pautas anotadas en el libro del Ing. Blanco Blasco: *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.

Básicamente, el pre-dimensionamiento es una idea inicial de la sección que debe tener un elemento estructural.

1.1 Pre-dimensionamiento de losas aligeradas:

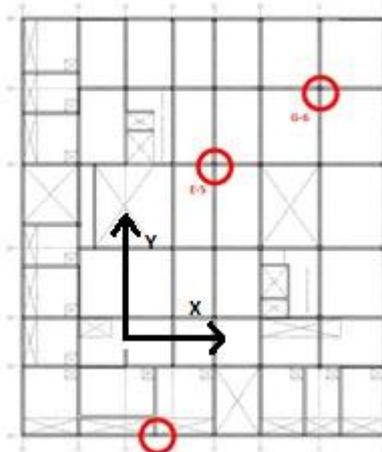
Se sabe que el peralte (H) de las losas aligeradas está en función de la luz entre apoyos que comprende el paño. Por las luces que presentan y para uniformizar todos los tramos, los aligerados tendrán un peralte de 25cm.

1.2 Pre-dimensionamiento de vigas:

El pre-dimensionamiento de vigas se realizó asignando un peralte a las vigas igual:

$$P_{\text{viga}}(h) =$$

Ya que las luces no son uniformes en ambos direcciones, se pensó en uniformizar los peraltes para cada dirección del plano. Así para las vigas en sentido X-X peralte=60cm, vigas en sentido Y-Y peralte=75 cm.



1.3 Pre-dimensionamiento de columnas:

Se tomaron las columnas más cargadas de los paños.

Se eligieron las columnas de los ejes E-5 y G-6, ya que estas presentaban mayor área tributaria y por ende serían las más cargadas. (ver plano E-04).

Para nuestra edificación que tiene muros de corte (placas) en sus dos direcciones, la rigidez lateral estará definida por ellos. Por tanto podemos predimensionar las columnas con:

$$P^* \left(\frac{A_c}{A_t} \right) \leq 0.45 \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

$$A_c \geq \frac{0.45 \left(\frac{f_c}{f_y} \right) A_t}{P^*}$$

=

Además asumiremos 1 ton/m² como cargas de gravedad. Entonces habrá que multiplicar este valor por el área tributaria de cada columna.

Para la columna G-6:

- P(servicio) = 1 ton/ m² x 47 m² x 4 pisos = 188 ton
- f'c = 210 kg/cm²
- Área columna = 188000 / (0.45x210) = 1990cm² 2000 cm²
- Sección de la columna pisos 1 y 2 : 45 x 45 cm

De la misma manera para las columnas de los dos pisos siguientes y de todo el edificio:

- Sección de la columna pisos 3 y 4 : 35 x 35 cm

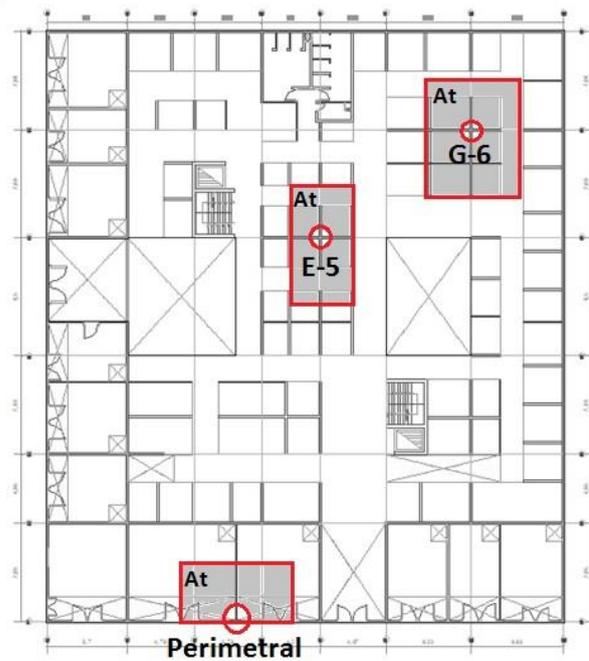
Para la columna E-5:

- Sección de la columna pisos 1 y 2 : 40 x 40 cm
- Sección de la columna pisos 3 y 4 : 30 x 30 cm

Para las columnas perimetrales:

- Sección de la columna pisos 1 y 2 : 25 x 25 cm

A continuación se muestra el esquema de las columnas analizadas en planta:



2.- Análisis Estructural.

Para el análisis estructural se realizó un modelo tridimensional con 3 grados de libertad por piso en el programa ETABS, tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo.

ANÁLISIS SÍSMICO:

El propósito de este análisis es verificar que nuestro edificio cumpla con los requisitos establecidos por el RNE en la norma E030. Estos requisitos están ligados a la rigidez de la estructura.

Análisis estático

Para el análisis estático de la estructura se procedió a hallar la cortante basal con los valores de Z, U, C, S, R y el peso de la edificación:

- Factor zonal (Lima – zona 3)**Z=0.40**
La edificación se encuentra en el centro de la ciudad de Lima y ésta se encuentra en la Zona 1.
- Factor de uso (edificaciones importantes – categoría B)**U=1.3**
Califica como edificación importante ya que reúne a gran cantidad de personas.

- Factor de suelo (perfil tipo S2 – suelo intermedio)**S=1.2**
A pesar de ser un buen suelo, no califica como S1 ya que estos son suelos muy rígidos y se asumió que éste no lo es.
- Periodo de vibración predominante del suelo..... **Tp=0.60**
Valor por ser un suelo de tipo S2.
- Factor de Amplificación sísmica

Sabemos que: $\alpha = \frac{T_p}{T}$ y $C \leq 2.5$

Entonces al variar T varía el valor de la aceleración espectral Sa. Para el cálculo de la cortante basal tomamos el mayor valor que puede tener C. Entonces C=2.5.

- Coeficiente de reducción (concreto armado, dual – irregularidad)**R=3/4 x 7= 5.25**
La edificación presenta irregularidad en altura al cumplir con la irregularidad de la geometría vertical debido a que el piso 2 es mayor en 141% el área del piso 3 por lo que cumple la restricción del 130%. Basta cumplir con una irregularidad para que el edificio sea irregular.
- Valor de ZUS = 0.62
- Valor de C/R= 0.48 > 0.125 (min)
- **Peso de la estructura: 4179.06 ton.**

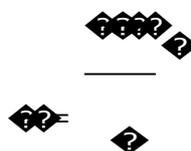
Con lo que la cortante basal será: **V= ZUCS/R * P = 1241.78 ton.**

Fuerza cortante mínima reducida para estructuras irregulares (90%): **V= 1117.6 ton.**

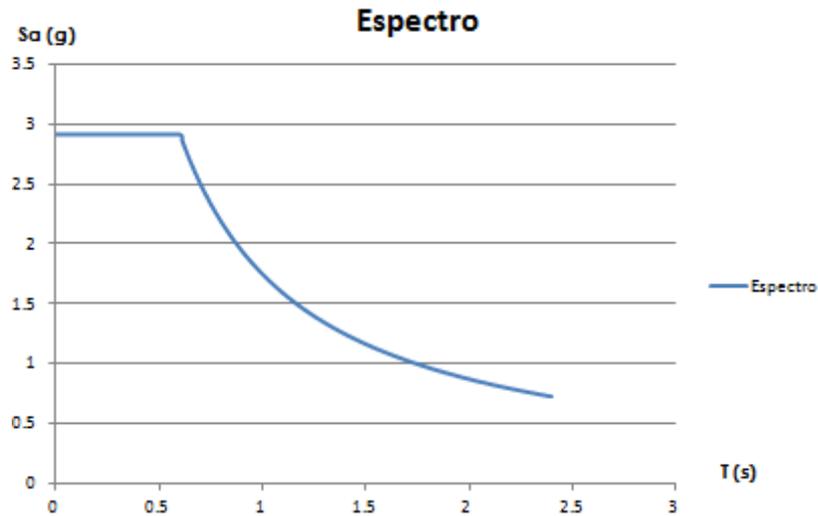
Análisis dinámico

Para el análisis dinámico se hizo un modelo tridimensional creado en el programa ETABS. Este modelo cuenta con diafragmas rígidos por cada piso, cada uno posee 3 grados de libertad. La masa en cada nivel se define considerando el peso propio de los elementos y además las cargas asignadas al modelo. De acuerdo a nuestro edificio, se tomó para el peso de la estructura el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva.

El análisis se realizó para cada una de las direcciones horizontales, mediante un espectro de pseudo aceleración definido por:



Z, U, S, R, g, Tp son constantes, se tabulan valores de la aceleración espectral Sa variando el periodo de vibración T, con lo cual obtenemos el siguiente gráfico del espectro.



Estos valores tabulados se ingresan al programa como un espectro y los resultados obtenidos son los siguientes:

Cortante basal dinámico en X-X = 902 ton,

Cortante basal dinámico en Y-Y = 861 ton.

Por lo tanto se deben escalar los valores de la cortante dinámica:

	V estático (ton)	V dinámico (ton)	90% V estático (ton)	Factor de escala
X-X	1241.78	902	1117.6	1.24
Y-Y	1241.78	861	1117.6	1.30

Finalmente las fuerzas de sismo en ambas direcciones usadas fueron:

$$F \text{ dinámicas } \times \text{ factor de escala } = F \text{ sismo}$$

Modos de vibración

La respuesta máxima de una estructura se puede estimar empleando sólo algunos modos de vibración, estos dependen de la rigidez y masa distribuida de la estructura.

Se deberán considerar como modos significativos a aquellos cuya suma de masas participativas nos den por lo menos 90% de la masa de la estructura y además estos modos deberán ser como mínimo 3.

El programa utilizado nos brinda la información de todos los modos de vibración.

Modo	Periodo	Masa Participativa en la dirección X (%)	Masa Participativa en la dirección Y (%)
1	0.261	70.51	0.10
2	0.240	0.46	65.87
3	0.200	1.00	9.46
4	0.071	0.34	19.65
5	0.070	20.76	0.26
6	0.062	0.93	0.00
7	0.037	0.00	4.20
8	0.033	5.00	0.00
9	0.031	0.37	0.02
10	0.027	0.00	0.43
11	0.024	0.60	0.00
12	0.021	0.01	0.00

A continuación se escogerán los modos de vibración representativos para cada dirección. Cabe resaltar que el programa toma todos los modos y no sólo los representativos para los cálculos.

Modo	Periodo	Masa Participativa en la dirección X (%)
1	0.261	70.51
5	0.070	20.76
8	0.033	5.00
Suma		96.27

Modo	Periodo	Masa Participativa en la dirección Y (%)
2	0.240	65.87
4	0.071	19.65
3	0.200	9.46
Suma		94.99

Superposición espectral

Las solicitaciones sísmicas son representadas por un espectro de pseudoaceleraciones según la Norma E.030 - Diseño sísmo resistente.

El objetivo de este análisis es obtener la respuesta máxima de la estructura ante un espectro sísmico, tanto las fuerzas internas de los elementos como los desplazamientos. Los valores de este análisis se estiman mediante la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés), que es la que usa el programa, además se estima el porcentaje de amortiguamiento en 5%. El programa utilizado utiliza esta combinación para todos los valores.

Desplazamiento de entrepiso

Lo primero que debemos verificar es que cumplamos con las derivas máximas establecidas por el RNE. Para ello analizamos los desplazamientos de entrepiso:

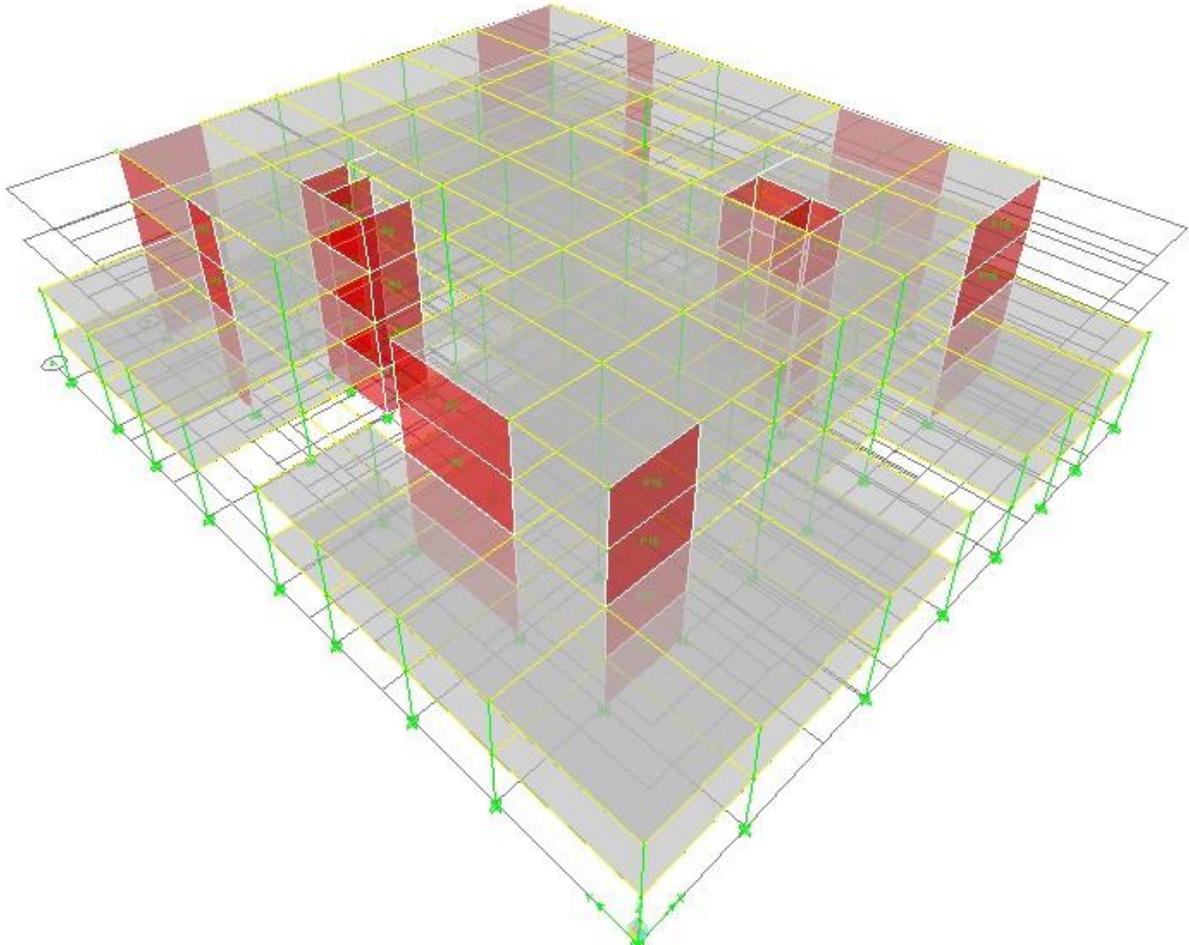
Story	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
Piso 4	SISMOXX	72	5.7	21.49	12	0.001093	
Piso 4	SISMOXX	72	5.7	21.49	12		0.000228
Piso 4	SISMOYY	78	32.27	7.05	12	0.000324	
Piso 4	SISMOYY	175	36.81	32.71	12		0.000769
Piso 3	SISMOXX	161	32.27	42.3	9	0.00103	
Piso 3	SISMOXX	72	5.7	21.49	9		0.00023
Piso 3	SISMOYY	78	32.27	7.05	9	0.000333	
Piso 3	SISMOYY	175	36.81	32.71	9		0.000819
Piso 2	SISMOXX	161	32.27	42.3	6	0.000851	
Piso 2	SISMOXX	173	0	32.71	6		0.000258
Piso 2	SISMOYY	77	32.27	0	6	0.000403	
Piso 2	SISMOYY	175	36.81	32.71	6		0.000731
Piso 1	SISMOXX	161	32.27	42.3	3	0.000447	
Piso 1	SISMOXX	173	0	32.71	3		0.000146
Piso 1	SISMOYY	77	32.27	0	3	0.000228	
Piso 1	SISMOYY	175	36.81	32.71	3		0.000446

	Despl.lateral máximo	Desp.0.75R	Despl/ h
X-X	0.001093	0.004303688	0.00143456
Y-Y	0.000819	0.003224813	0.00107494

Según el R.N.E, para una estructura de concreto armado el valor del desplazamiento lateral entre la altura de entre piso no debe ser mayor de 0.007.

$$\text{Deriva: } \frac{D_i}{h} \leq 0.007$$

Si bien es cierto, nuestros valores cumplen con esta condición, nos indica que nuestra estructura es muy rígida en ambas direcciones, ya que obtenemos valores muy inferiores al límite permitido. Sin embargo, este es un pre-dimensionamiento y luego se procederá a verificar secciones y/o longitudes de elementos.



Junta de separación sísmica (s)

Toda estructura debe tener una separación tal que evite el contacto con edificaciones vecinas durante un evento sísmico. Por ello debe cumplir con:

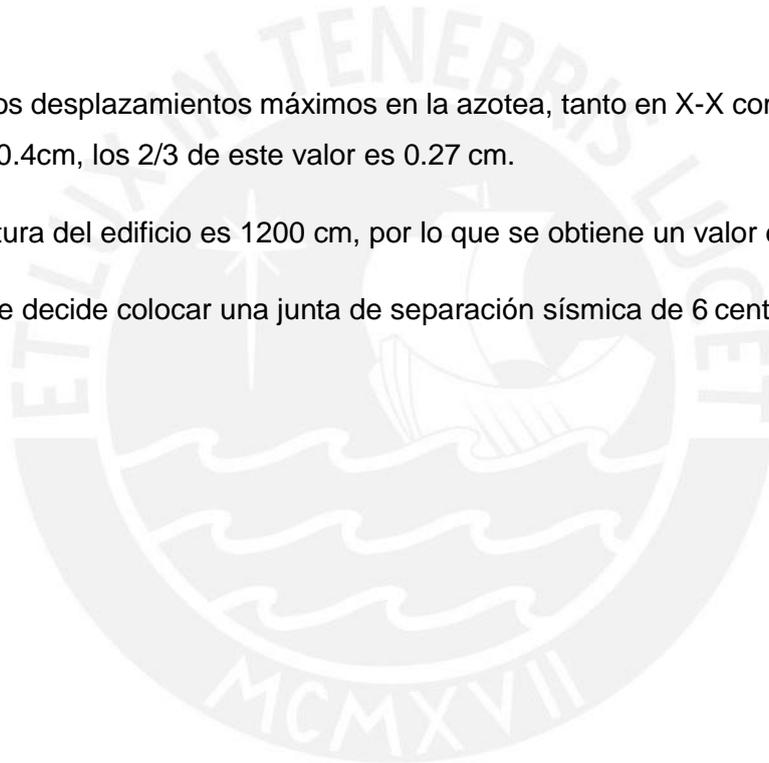
- $S > 2/3$ suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- $S = 3+0.004 (h-500)$; h y s en centímetros.
- $S > 3$ cm

Además el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes, o con otras edificaciones, una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menor a $s/2$.

Como nuestros desplazamientos máximos en la azotea, tanto en X-X como en Y-Y, son del orden de 0.4cm, los $2/3$ de este valor es 0.27 cm.

Además la altura del edificio es 1200 cm, por lo que se obtiene un valor de 5.8cm.

Por lo tanto se decide colocar una junta de separación sísmica de 6 centímetros.



3.- Diseño de elementos estructurales.

El criterio de diseño usado para todos los elementos estructurales fue el diseño en rotura, el cual nos indica que la resistencia última tiene que ser menor o igual a la resistencia nominal por un factor de reducción.

$$\phi R_n \leq \phi P_u$$

3.1 Diseño de losas Aligeradas:

Como se dijo, las losas serán aligeradas y la tabiquería en general será de DRYWALL, así se permitirá futuras modificaciones sin afectar la estructura y se podrá hacer las distribuciones de los módulos de la galería como se desee.

El diseño de los aligerados se realizó modelando los paños en el sentido de la colocación del acero (tramo más corto). Este modelamiento plano se hizo en el programa SAP, sólo para cargas de gravedad (sin sismo).

3.1.1) Metrado de Cargas.

La losa aligerada será convencional, de ladrillo de arcilla de techo de 30x30x15 cm y distancia entre viguetas de 0.40m, armado en el sentido más corto del paño.

Los valores usados serán los siguientes:

Peso aligerado h=0.25m 350 kg/ m²

Piso terminado h=0.05m 50 kg/ m²

Sobrecarga (tiendas) 500 kg/ m²

Tabiquería móvil (Drywall) no fue considerado dentro del metrado de cargas, al tener la estructura una sobrecarga tan alta, este valor ya no representa algo significativo.

Cargas aplicadas por metro lineal, para viguetas espaciadas 40 centímetros.

Combinación de diseño	h=.25m
1.4CM+1.7CV	0.564 ton/m

Los valores de a combinación 1.4CM+1.7CV serán los elegidos para el diseño. Según esto se realiza el análisis estructural.

3.1.2) Modelo de aligerados en SAP y diseño.

Para los aligerados entre los ejes B-H / 6-7 (Ver plano E-04), se usó un modelo apoyado en las vigas. A continuación se presenta diseño dicho aligerado.

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR (ton.m)

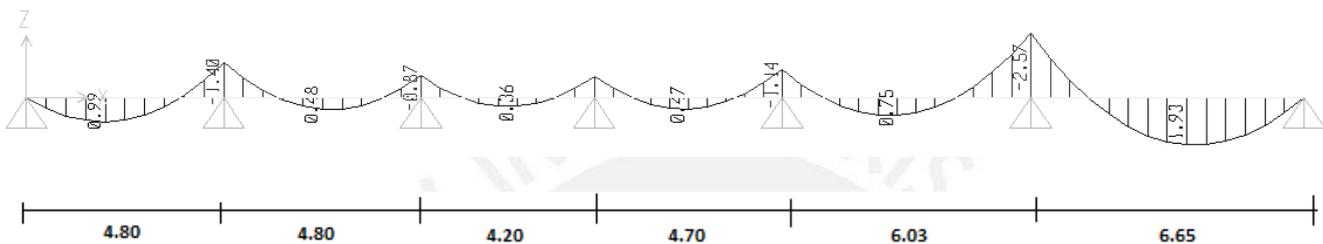
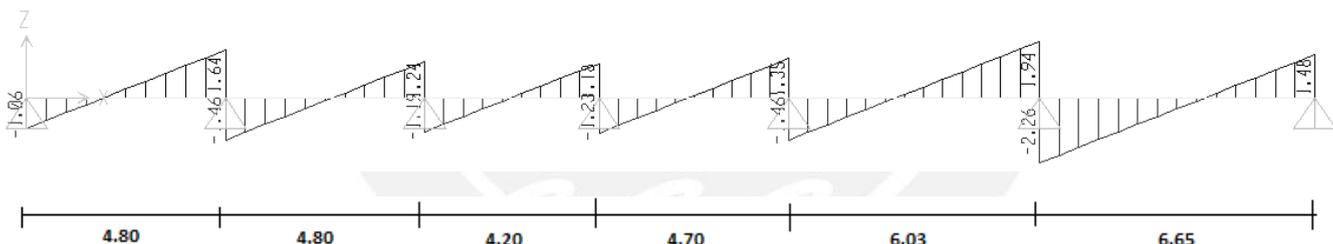


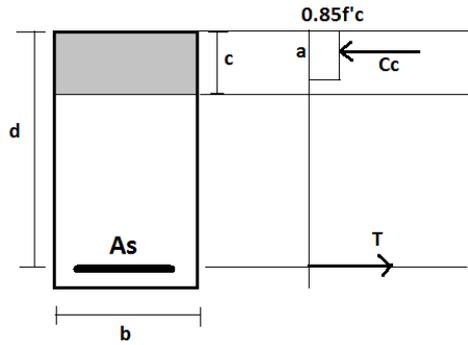
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton)



3.a.3) Diseño por flexión.

Para hallar el acero por flexión usamos los momentos hallados del modelo y además necesitamos las siguientes expresiones:

Bloque equivalente de compresiones para una sección rectangular o en forma de T.



Ecuaciones:

$$\rho = \beta_1 \rho_b$$

$$\rho = 0.85 \rho_b \quad (\text{Del equilibrio}).$$

$\rho = \rho_b$ (Acero elastoplástico en fluencia)

$$\rho = \frac{f_y A_s}{f_c b d} \quad (\text{Ec-1})$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c b \left(d - \frac{a}{2} \right)}{f_y A_s}$$

$$\rho A_s = \frac{0.85 f_c b \left(d - \frac{a}{2} \right)}{f_y} \quad (\text{Ec-2})$$

$$\rho A_s = 0.85 \rho_b b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rho A_s = 0.85 \rho_b b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec-3})$$

De la ecuación 3 obtenemos las raíces de "a":

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \rho A_s}{\rho_b b d}} \right] \quad (\text{Ec-4})$$

Remplazando la Ecuación 2 en la Ecuación 4:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \rho_b b d \left(d - \frac{a}{2} \right)}{\rho_b b d}} \right]$$

Con las ecuaciones de "a", A_s y los valores de los momentos flectores y las dimensiones de la sección, elaboramos la siguiente tabla:

	Mu(tn·xm)	Mu(kg·xcm)	b	d	a	As	ρ (%)
+	0.99	99000	40	22	0.71	1.21	0.14
+	0.48	48000	40	22	0.34	0.58	0.07
+	0.37	37000	40	22	0.26	0.45	0.05
+	0.46	46000	40	22	0.33	0.56	0.06
+	0.80	80000	40	22	0.57	0.97	0.11
+	1.93	193000	40	22	1.41	2.40	0.27
-	1.40	140000	10	22	4.40	1.87	0.85
-	0.80	80000	10	22	2.39	1.02	0.46
-	0.82	82000	10	22	2.46	1.04	0.47
-	1.10	110000	10	22	3.37	1.43	0.65
-	2.35	235000	10	22	8.16	3.47	1.58
apoyo izq -	0.54	54000	10	22	1.58	0.67	0.31
apoyo der -	1.00	100000	10	22	3.04	1.29	0.59

Dónde: $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

Como ejemplo se analizará el momento positivo de 1.93 ton.m, correspondiente al último tramo positivo, h=25cm.

$$b=40\text{cm} , d=22\text{cm}.$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * (1.93 * 10^5)}{0.9 * 210 * 40}} = 1.41$$

Con lo que

$$A_s = \frac{1.93 * 10^5}{0.9 * 210 * (22 - \frac{1.41}{2})} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Según la norma, para hallar el acero negativo de los extremos discontinuos de los aligerados se puede usar como momento: $WL^2/24$

Ahora, haremos el análisis del acero en la zona más crítica de este tramo, el del extremo derecho: G-H/6-7 (ver plano E-04), con los momentos negativos reducidos a la cara.

	Mu(tnxm)	Mu(kgxcn)	b	d	a	As	ρ (%)
Apoyo izq -	2.35	235000	10	22	8.16	3.47	1.58
Momento central +	1.93	193000	40	22	1.41	2.40	0.27
apoyo der -	1.00	108000	10	22	3.04	1.29	0.59

Para los momentos positivos de todos los tramos, se corrió para el acero positivo $1\ \varnothing 1/2''$, por lo que necesitaríamos un bastón $1\ \varnothing 5/8''$ adicional positivo para este tramo en análisis.

Para los momentos negativos, en el apoyo izquierdo utilizaremos $2\ \varnothing 5/8''$ y en el derecho $1\ \varnothing 1/2''$.

Nota:

Vemos que en el apoyo izquierdo de ese tramo tenemos una cuantía de 1.58%, y la cuantía balanceada máxima para concreto de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\ \text{kg/cm}^2$ es 1.60%.

Entonces estamos por debajo de la cuantía máxima.

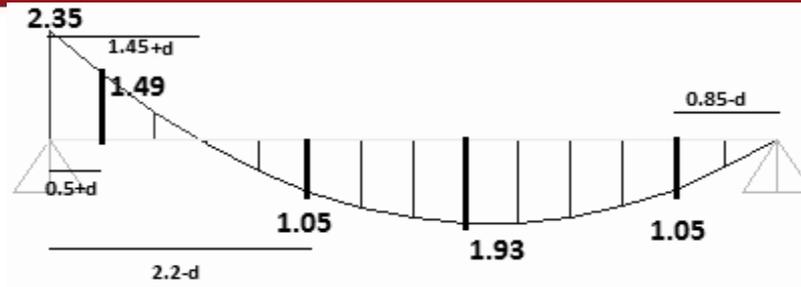
Corte de acero:

En el diagrama de momento flector ubicamos la resistencia del acero colocado ($\varnothing Mn$) y desde ese punto colocamos una distancia adicional que será la mayor de:

- d (peralte efectivo)
- 12 db (diámetro de la barra)
- L/16 (longitud libre del elemento, sólo para negativo)
- Además no se debe de cortar en zonas de tracción, a menos que el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión en el punto terminal.

➤ **Para el acero positivo:**

As	b	d	a	ρ (%)	$\varnothing Mn(\text{kgxcn})$	$\varnothing Mn(\text{ton.m})$
1.29	40	22	0.76	0.147	105426.31	1.05
0.65	40	22	0.38	0.073	53175.68	0.53



- $d = 22 \text{ cm}$
- $12db = 12 \cdot 1.27 = 15.24 \text{ cm}$

Para los momentos positivos la longitud desde la cara del apoyo al bastón será:

- Izquierda: $2.20 - 0.22 \cdot 1.25 = 1.85 \rightarrow 1.85 \text{ m}$
 → Con $As/2 = 1.77 \rightarrow 1.75 \text{ m}$
- Derecha: $0.85 - 0.22 \cdot 1.25 = 0.505 \rightarrow 0.50 \text{ m}$
 → Con $As/2 = 0.37 \rightarrow 0.35 \text{ m}$

Por ser 0.35m una distancia muy pequeña en comparación a la luz, se correrá el fierro hasta la viga.

➤ **Para el acero negativo:**

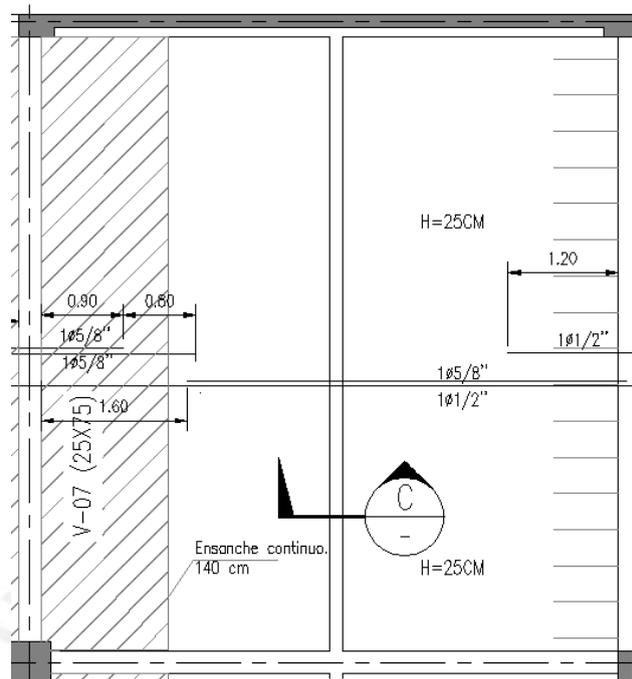
As	b	d	a	ρ (%)	$\phi Mn(\text{kgxcm})$	$\phi Mn(\text{ton.m})$
4.00	10	22	9.41	1.818	261487.06	2.61
2.00	10	22	4.71	0.909	148531.76	1.49
1.29	10	22	3.04	0.586	99876.05	1.00

- $d = 22 \text{ cm}$
- $12db = 12 \cdot 1.27 = 15.24 \text{ cm}$
- $L/16 = 663/16 = 41.43 = 42 \text{ cm}$

Entonces la longitud del bastón será (desde la cara del apoyo):

- Izquierda (long. $1\phi 5/8$): $0.5 + 0.42 \cdot 1.25 = 0.795 \rightarrow 0.80 \text{ m}$
 → (long. $2\phi 5/8$): $1.45 + 0.42 \cdot 1.25 = 1.745 \rightarrow 1.75 \text{ m}$
- Derecha:
 La longitud de $1\phi 1/2$ es: $0.70 + 0.42 \cdot 1.25 \rightarrow 1.00 \text{ m}$

Con lo que el tramo quedará así:



Nota: las distancias de corte que aparecen en el plano son luego de uniformizar las mismas con los demás paños.

3.a.4) Diseño por corte.

En el caso de las losas, ya que no llevan estribos, toda la fuerza cortante debe ser resistida por el concreto, por lo que se tendrá que cumplir con:

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Para losas se usa un factor de premio de 1.1 para la fuerza cortante que proporciona el concreto.

Verificamos en nuestros diagramas de fuerza cortante los valores a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara en los apoyos. Si $V_{ud} > \phi V_c$ entonces el aligerado necesita un ensanche en dicha sección. Bastará con hacer un par de iteraciones con el valor del ancho de vigueta “b” hasta que nos cumpla que $V_u < \phi V_c$.

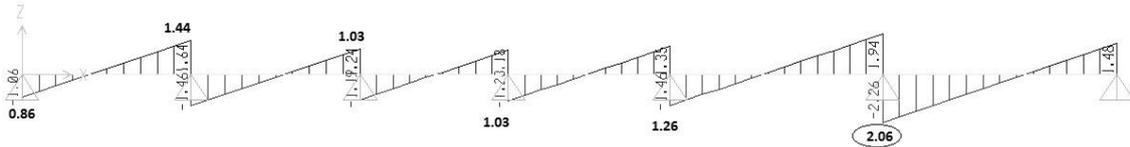
Verificación por corte del aligerado en estudio

Haremos la verificación por corte de estos tramos.

Fuerza cortante que resiste el concreto:

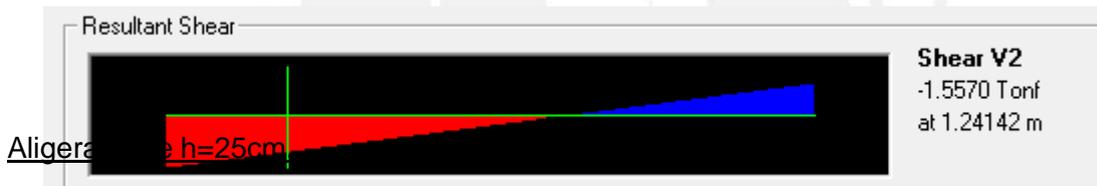
$$\phi V_{c1} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ ton. (tramos 5-6)}$$

Diagrama de fuerza cortante V_u (ton), a una distancia "d" de la cara:



Como podemos ver en la fuerza V_u (encerrados en un círculo) $> \phi V_c$, por lo que optamos por hacer un ensanche continuo tomando como referencia el cortante último máximo ($V_{u\max}$).

Del diagrama de FC podemos ver que a una distancia de 1.24m el valor de la fuerza cortante es 1.56 ton. Por lo tanto desde esa distancia encontraremos un nuevo "b"



- $\phi V_{c'} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ ton.} > V_{u.\max} = 1.58 \text{ n}$

Por lo tanto, el ensanche será de $1.24 + 0.10 = 1.34 \rightarrow 1.40 \text{ m}$

3.a.5) Control de deflexiones

Una verificación importante son las deflexiones, tenemos un límite (según norma) de **L/360** para nuestro caso. La deflexión considerada es la inmediata debido a la carga viva.

**TABLA 10.4.4.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMISIBLES**

Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva.	L / 360
---	---	---------

Haremos el análisis del mismo aligerado que hemos venido diseñando.

Primero calculamos el momento de fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y}$$

I_g : Inercia de la sección bruta

Y : distancia del eje neutro a la fibra más lejana de tracción.

Para nuestro caso

$$M_{cr} = \frac{2 * \sqrt{210} * 22708}{15} = 26325.61$$

Según el RNE:

9.6.2.4 El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento (E_c, I_e) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado e acuerdo a:

(a) En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 I_{e3}) / 4 \tag{9-13}$$

donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

(b) Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2 I_{e3}) / 3 \tag{9-14}$$

donde I_{e2} es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y I_{e3} es el momento de inercia en la sección central del tramo.

(c) Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

(d) Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

Nuestro tramo de aligerado **sería el caso (a).**

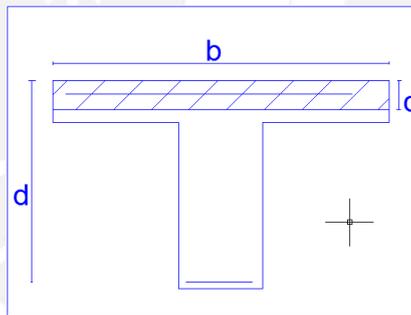
Además en cada caso debemos de verificar:

Si: $M_a < M_{cr}$ entonces Inercia efectiva = Inercia bruta sección

Si: $M_a > M_{cr}$ entonces Inercia efectiva = Inercia del momento de fisuración.

Para nuestro tramo, todos los momentos $M_1, M_2, M_3 > M_{cr}$, entonces se utilizará la inercia del momento de fisuración (I_{cr}).

Los valores de c y I_{cr} provienen de las siguientes ecuaciones:



$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + (2 - 1) \frac{b c^3}{3} + (2 - 1) \frac{b c^3}{3} + (2 - 1) \frac{b c^3}{3} + \dots$$

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3}$$

I_{cr1}, I_{cr2} son en los extremos del tramo, e I_{cr3} es al centro del tramo.

$$I_{cr1} + 2I_{cr3}$$

$$I_{cr} = \dots$$

Tenemos para el paño G-H/6-7 (25cm de peralte) una longitud de 6.30m, la cual es la luz más grande y por ende la que podría presentar problemas de exceder los límites permisibles de deflexiones.

Con los valores de la sección así como del refuerzo utilizado, calculamos en Icr (momento de inercia de la sección fisurada)

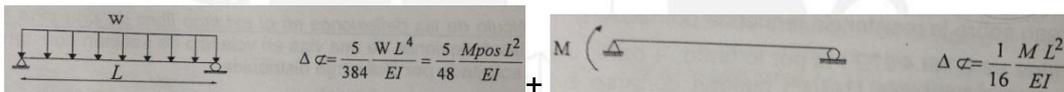
		As+ (cm ²)	As- (cm ²)	n	b	d(cm)	d'	c	Icr(cm ⁴)
Alig.arriba	Icr1	1.29	4	9.2	10	22	3	4.12	4114.55447
G-H/6-7 (25)	Icr3	3.29	0	9.2	40	22	3	5.58	10477.2974

Entonces el momento de inercia efectivo será

$$I_{ef} = I_{cr} + 2I_{cr} \cdot 3$$

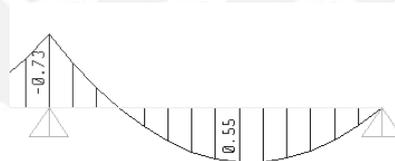
$$I_{ef} = \frac{I_{cr}}{3} = 8356.38$$

La deflexión inmediata debido a la carga muerta se calculará como la suma de la deflexión por la carga muerta distribuida más la deflexión por el momento negativo generado en el apoyo izquierdo por la carga muerta.



W debido a carga muerta: 1.6 kg / cm

M negativo debido a la carga muerta: 0.73 ton.m



L: 630 cm

$$E_c = 15000 \cdot \sqrt{210} = 217370.65$$

$$\Delta_{ef} = \frac{5 \cdot 1.6 \cdot 630^4}{384 \cdot 217370.65 \cdot 8356.38} + \left(- \frac{0.73 \cdot 10^5 \cdot 630^2}{16 \cdot 217370.65 \cdot 8356.38} \right)$$

$$\Delta_{ef} = 0.809$$

$$0.16 \cdot \Delta_{ef} = 0.20$$

$$\Delta_{ef} = 0.16 \cdot 0.809 = 1.01$$

Además, la deflexión máxima permitida por la Norma es:

$$\frac{\Delta_{\text{max}}}{L} = \frac{630}{360} = 1.75$$

Por lo tanto

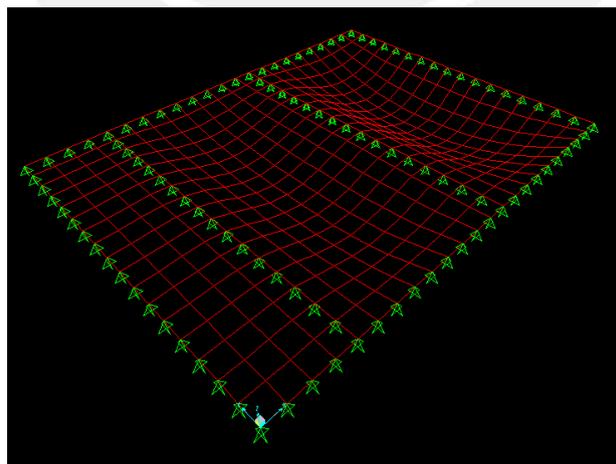
$$\Delta_{\text{max}} = 1.75 > \Delta_{\text{lim}} = 1.01$$

Los aligerados en mención cumplen con estar por debajo del límite de las deflexiones máximas permitidas.

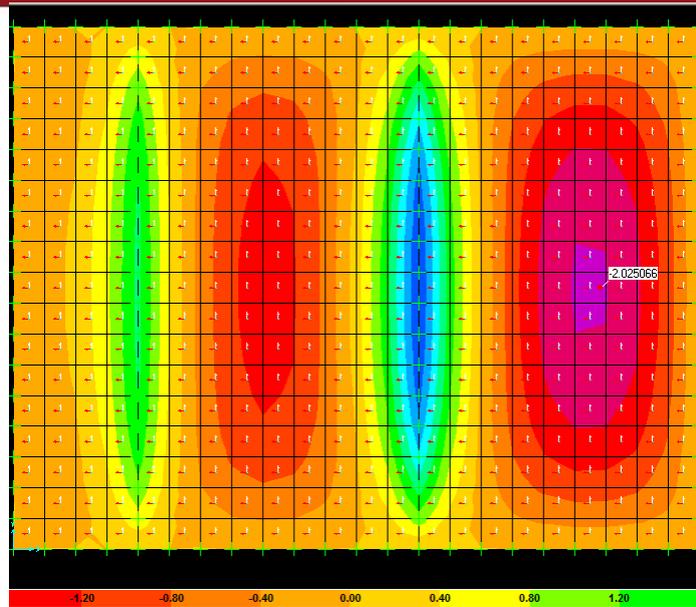
3.2 Diseño de losas macizas:

Entre los ejes 4-5 existen una gran disminución del área en planta, por lo que ante un eventual sismo esta zona estaría expuesta. Por ello en esta zona se decidió colocar losas macizas, para lo cual se modeló bajo las siguientes premisas:

- H= 0.20m
- CM=0.48+0.05(piso terminado) = 0.53 ton/m²
- CV=0.5 ton/m²
- Wu=1.6 ton/m²



Deformada (escala exagerada para ver la deformación)



Momentos flectores dirección más corta

3.2.1 Diseño por Flexión

Se usará las mismas fórmulas que hemos venido usando para hallar el área de acero y la cuantía utilizada para las losas aligeradas. Además:

$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot t = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2$ en 2 capas, por lo tanto tenemos 1.8 cm^2 para cada capa superior e inferior de la losa.

1Φ3/8 @ 0.30:

$$\frac{0.71}{0.3} * 1 \diamond = 2.37 \diamond \diamond$$

El momento flector más crítico es de 2.03 ton.m.

Mu(tnxm)	Mu(kgxcn)	b	d	a	As	ρ (%)
2.03	203000	100	17	0.76	3.23	0.19

1Φ3/8 @ 0.20:

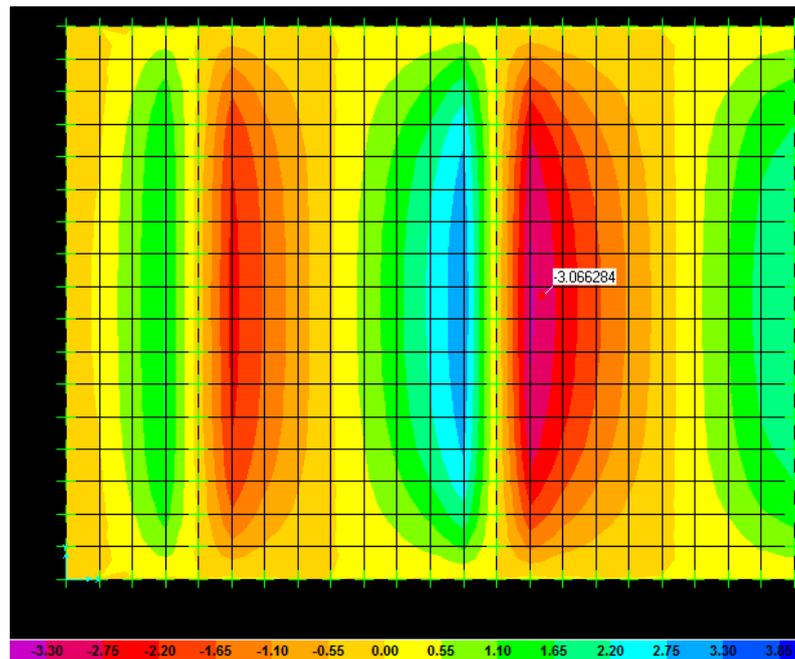
$$\frac{0.71}{0.2} * 1 \diamond = 3.55 \diamond \diamond$$

3.2.2 Diseño por Corte

Fuerza cortante resistida por la losa maciza de concreto, altura 20cm.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 20 = 13.06 \text{ ton.}$$

La cortante máxima está alrededor de 3ton. Por tanto $\phi V_c > V_u$, no necesita refuerzo por corte.



Fuerzas cortantes (ton)

3.3 Diseño de vigas:

Se eligió la viga V-04, ubicada en el eje D, para indicar el procedimiento de diseño.

Se realizó el metrado de esta viga a mano y se comprobó que los valores de momentos y cortantes obtenidos del ETABS difieren entre el 5%-10% a los reales, con ello tomamos los valores del programa como base para el diseño.

3.3.1 Acero por flexión:

Lo primero que debemos hacer es hallar el acero mínimo y máximo de las secciones.

Según la norma el acero mínimo por flexión se puede hallar con:

$$0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{M_u}{\phi \cdot 0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}$$

Para nuestras vigas de 25x75 (con peralte efectivo d=67cm):

$$= \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 67}{4200} = 4.05$$

El acero máximo lo hallaremos con el 75% del acero balanceado (Asb):

Ya que es acero balanceado, el valor de "c" del bloque de compresiones es:

$$\frac{0.003 \cdot f'c}{0.0051 \cdot f'c} = 39.42, \quad \phi = 0.85 \cdot \phi = 33.51$$

Haciendo sumatoria de fuerzas en X-X:

$$4200 \cdot A_{sb} = b \cdot a \cdot 0.85 \cdot f'c, \text{ entonces } A_{sb} = 35.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con lo que } A_{s \text{ max}} = 0.75 \cdot A_{sb} = 26.70 \text{ cm}^2$$

Para las vigas de 25x60 se procederá de la misma manera

En Resumen:

Viga	As min(cm2)	As max(cm2)
25x75	4.05	26.70
25x60	3.14	20.72

Para el diseño por flexión usaré las mismas ecuaciones que utilicé para el diseño por flexión de los aligerados. Obviamente cambiarán los datos.

$$\phi M_u = \phi [0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot (\frac{d-a}{2})] \quad (Ec-3)$$

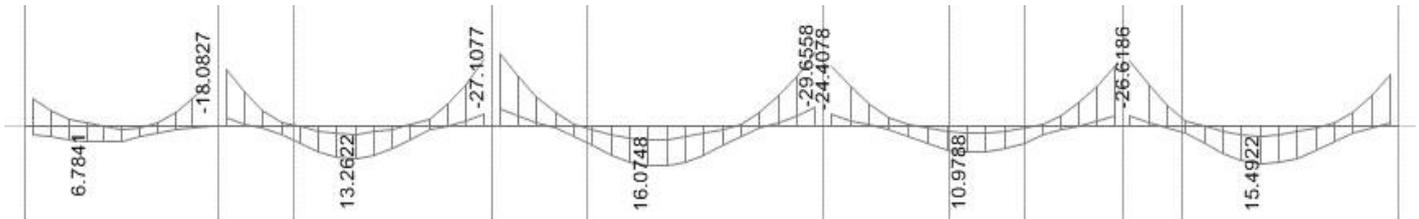
De la ecuación 3 obtenemos las raíces de "a":

$$\phi = \phi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}}$$

Remplazando la Ecuación 2 en la Ecuación 4:

$$\phi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}} = \phi [0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot (\frac{d-a}{2})]$$

Con las envolventes de momentos del ETABS (en ton.m) y con las ecuaciones antes mencionadas, obtendremos el acero necesario por flexión.



Tramo 1

Tramo 2

Tramo 3

Tramo 4

Tramo 5

$A_{smin} = 4.05 \text{ cm}^2$ y $A_{smax} = 26.70 \text{ cm}^2$.

Correremos 4 barras de 1/2" (5.16 cm^2) arriba y abajo para cubrir el requerimiento del A_{smin} , y lo demás se completará con bastones.

Una vez elegido el acero por flexión, procedemos a hallar el M_n de todos los tramos y cumplir con:

21.4.4.3 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Comprobando para todos los tramos con el acero elegido

Ma-	Mb-	Mn	Ma-	Mb-	Mn	Ma-	Mb-	Mn	Ma-	Mb-	Mn	Ma-	Mb-	Mn
5.16	5.16	7.74	7.74	5.16	11.16	11.16	5.16	11.16	11.16	5.16	9.16	9.16	5.16	5.16
5.16	5.16	5.16	5.16	6.58	5.16	5.16	6.58	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	6.58	5.16
Ma+	Mb+	Mn	Ma+	Mb+	Mn	Ma+	Mb+	Mn	Ma+	Mb+	Mn	Ma+	Mb+	Mn
Ma>1/3 Ma-	OK		Ma>1/3 Ma-	OK		Ma>1/3 Ma-	OK		Ma>1/3 Ma-	OK		Ma>1/3 Ma-	OK	
Mb>1/4 Ma-	OK		Mb>1/4 Ma-	OK		Mb>1/4 Ma-	OK		Mb>1/4 Ma-	OK		Mb>1/4 Ma-	OK	
Mb>1/4 Ma+	OK		Mb>1/4 Ma+	OK		Mb>1/4 Ma+	OK		Mb>1/4 Ma+	OK		Mb>1/4 Ma+	OK	

Por tanto se cumple con los requerimientos de 21.4.4.3

Corte de acero:

En el diagrama de momento flector ubicamos la resistencia del acero colocado (ϕM_n) y desde ese punto colocamos una distancia adicional que será la mayor de:

- d (peralte efectivo)
- $12 db$ (diámetro de la barra)
- $L/16$ (longitud libre del elemento, sólo para negativo)

- Además no se debe de cortar en zonas de tracción, a menos que el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión en el punto terminal.

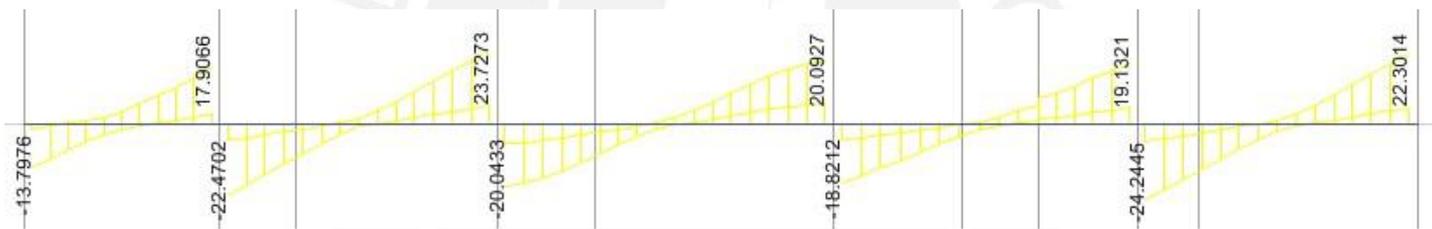
Para nuestro caso, ya que las vigas son de peralte 60cm-75cm, siempre el mayor valor será el del peralte efectivo.

Se procederá de igual manera que lo visto para el corte de acero por flexión de losas aligeradas.

3.3.2 Acero por corte:

Para el cálculo del acero por corte necesitamos la fuerza cortante última, medida a una distancia “d” de la cara. Esta fuerza debe ser la hallada de las envolventes de los diagramas de fuerzas cortantes.

Como venimos haciendo, tomamos como ejemplo la viga V-04, analizamos las fuerzas cortantes V_{ud} para cada uno de sus cinco tramos. En cada tramo, tomamos la fuerza V_{ud} mayor entre sus dos extremos.



Valores de las fuerzas cortantes medidos a la cara

El tramo más crítico es el tercero, Con una fuerza $V_u=24.24$ ton

Con lo que: $V_{ud} = 20.83$ ton (a 69 centímetros de la cara)

- $d = 69$ cm.
- $b = 25$ cm.
- $f'_c = 210$ kg/cm²
- $f_y = 4200$
- $A_v = 2 \cdot 0.71$ (1 estribo de 3/8")

Luego calculamos:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 69 = 11.33$$

Como $V_{ud} > \phi V_c$, el concreto de la viga no resiste la sollicitación por cortante, por ello necesita una fuerza adicional, la cual lo proporcionarán los estribos con la fuerza V_s :

$$\frac{\phi V_c}{\phi} = \frac{20.83 - 11.33}{0.85} = 11.176$$

Los espaciamientos de los estribos serán:

$$s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 69}{11176} = 36$$

Además tenemos una fuerza Vs límite que nos da un espaciamiento máximo de estribos:

Si: $V_s < V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/2$ ó 60cm

Si: $V_s > V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/4$ ó 30cm .

Y la fuerza Vs límite se calcula como:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 * \sqrt{f_c} * b * d = 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 69 = 27.50$$

Para nuestro caso $V_s < V_{s \text{ lim}}$, por lo que nuestro espaciamiento máximo será $69/2 = 34.5 \text{ cm}$, redondeando al lado de la seguridad, $S_{\text{max}} = 30\text{cm}$.

Cortante por capacidad

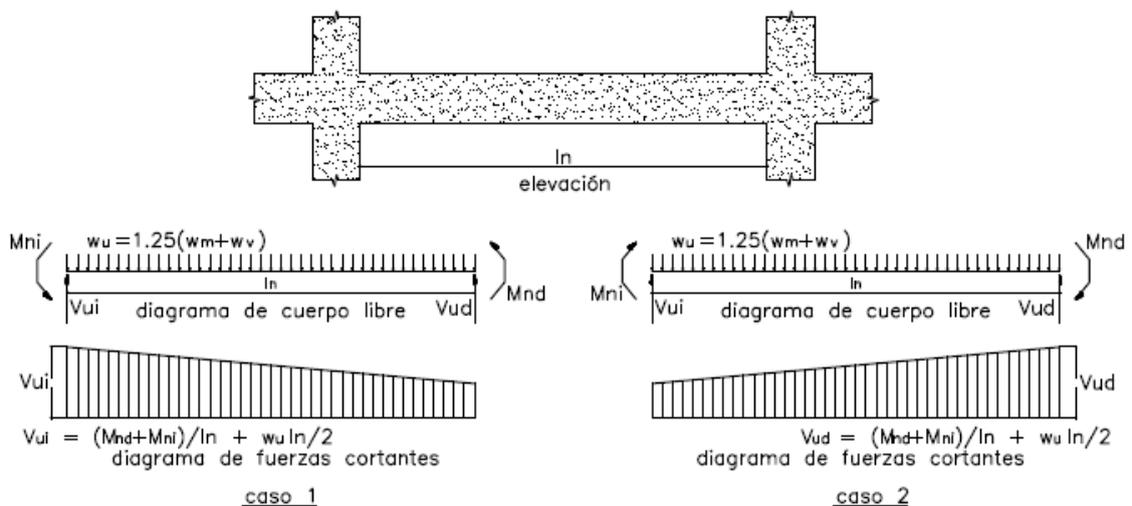


Fig. 21.4.3a Fuerza cortante de diseño en vigas

Para nuestro primer tramo tenemos:

$$Mni = 22.40 \text{ ton.m}$$

$$Mnd = 12.98 \text{ ton.m}$$

$$Wm+Wv = 4.42 \text{ ton} \rightarrow Wu = 1.25 * 4.40 = 5.50 \text{ ton.}$$

La cortante Vu por capacidad se calcula como:

$$Vui = \frac{\frac{22.40}{6.60} + \frac{12.98}{6.60}}{2} + \frac{5.50 * 6.6}{2} = 23.51$$

Por lo que podemos ver que la cortantes por capacidad supera a del análisis estructural.

Por tanto ésta es la cortante predominante para el cálculo del espaciamiento.

$$Vs = Vu / \phi - Vc = 14.33 \text{ tn}$$

$$s = Av.fy.d / Vs = 28.99 \text{ cm}$$

Entonces s = 25cm

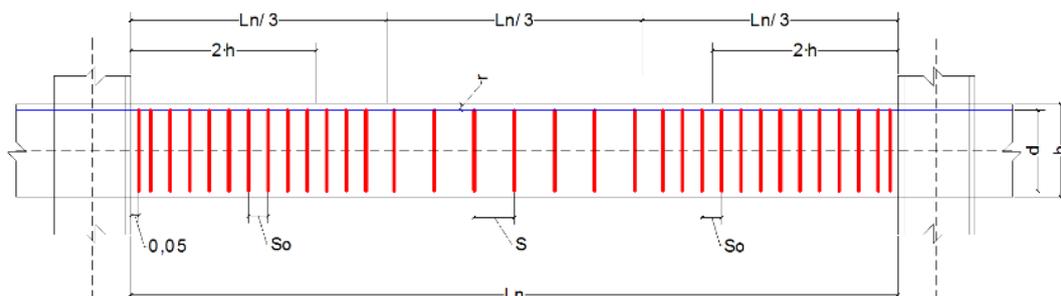
Zona de confinamiento

Ya que nuestra estructura es DUAL TIPO I, el RNE nos exige una zona de confinamiento según:

Artículo 21.5.3.1

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- (a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;



(b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.

Para nuestro caso $a) = 2 \cdot 75 = 150 \text{ cm}$.

Además el RNE en el artículo **21.5.3.2** nos indica la separación de los estribos en la zona de confinamiento:

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

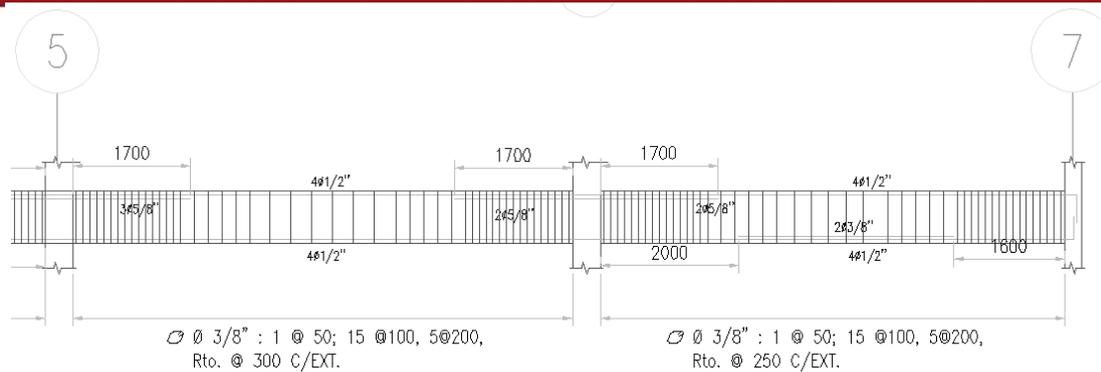
- (a) $d/4$,
- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
- (d) 300 mm.

Para nuestro caso:

- a) $67/4 = 16.75 \text{ cm}$; valor a usar 15cm.
- b) $8 \cdot 1.59 = 12.72 \text{ cm}$; valor a usar 10cm.
- c) $24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$; valor a usar 20cm.
- d) 30 cm

Por lo tanto, en la zona de confinamiento (en los 150 cm) debemos usar estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, es decir, 15 estribos de 3/8" cada 10cm.

Para los siguientes tramos se procederá la misma manera, al igual que para todas las vigas. El diseño se muestra en los planos de estructuras.



(Ver plano E-07)

3.4 Diseño de columnas:

Inicialmente, como vemos en el pre-dimensionamiento, se consideró tener columnas de sección un poco más reducida en los pisos 3-4 en comparación a los pisos 1-2, ya que éstas últimas soportan el peso de los pisos superiores. Sin embargo al hacer el análisis del programa, debido a esta reducción las columnas de los pisos superiores necesitaban más acero que la de los inferiores, lo cual no es posible. Entonces se hizo otro modelo con la sección de las columnas uniforme en todos sus niveles.

A manera de ejemplo, se indicará todo el proceso de diseño de las columnas de 45x45cm.

Columna de 45x45 cm

Las fuerzas ejercidas sobre las columnas por CV, CM y Sismo, son sacadas del programa ETABS.

3.c.1) Acero vertical

Fuerzas ejercidas en la columna, en el primer piso:

NIVEL	TIPO DE CARGA	P (ton.)	V2 (to n.)	V3 (to n.)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1	LIVE	-100.05	-0.59	2.67	0	2.3589	-0.535
1	SISMO XX	33.4	5.1	1.73	0.024	1.607	6.558
1	SISMO YY	19.64	1.87	4	0.045	5.555	2.45
1	DEAD	-122.86	-1.05	2.71	0.001	2.403	-0.943

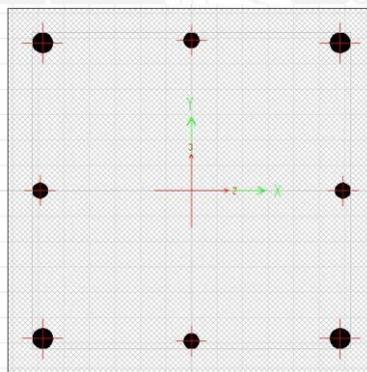
Combinaciones de carga para el diseño según el RNE:

- a) 1.4 CM+ 1.7CV
- b) 1.25(CM+CV)+Sismo en X
- c) 1.25(CM+CV)-Sismo en X

- d) 0.9 CM + Sismo en X
- e) 0.9 CM - Sismo en X
- f) 1.25(CM+CV)+Sismo en Y
- g) 1.25(CM+CV)-Sismo en Y
- h) 0.9 CM + Sismo en Y
- i) 0.9 CM - Sismo en Y

	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)	Mu ₂₋₂ (tn.m)	Vu 3-3	Vu 2-2
a) MV	342.09	-2.23	7.37	8.33	-2.47
b) MV+SX	320.05	6.28	8.04	8.97	4.58
c) MV-SX	237.22	-9.98	3.86	4.48	-8.68
d) M+SX	151.99	7.28	4.25	4.69	5.69
e) M-SX	69.16	-8.98	0.07	0.19	-7.58
f) MV+SY	304.17	1.34	13.17	11.69	0.27
g) MV-SY	253.11	-5.03	-1.27	1.77	-4.37
h) M+SY	136.11	2.34	9.38	7.40	1.37
i) M-SY	85.04	-4.03	-5.06	-2.52	-3.26

Estimamos el acero vertical del acero y en el programa ETABS, en el “section designer” dibujamos la sección con el acero propuesto y nos da los diagramas de iteración.

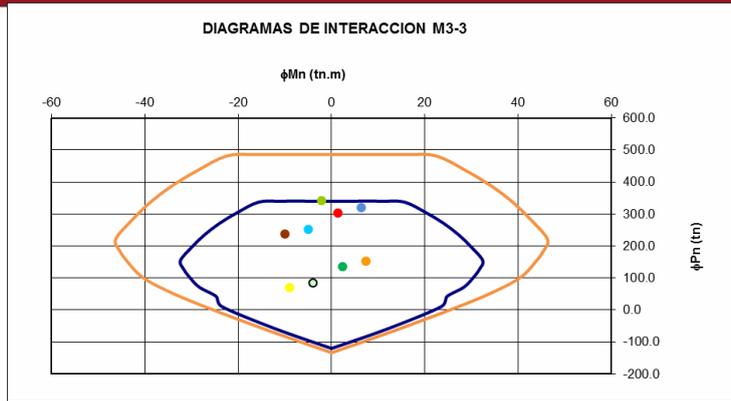


$$4 \text{ } \varnothing \text{ 1"} + 4 \text{ } \varnothing \text{ 3/4"}$$

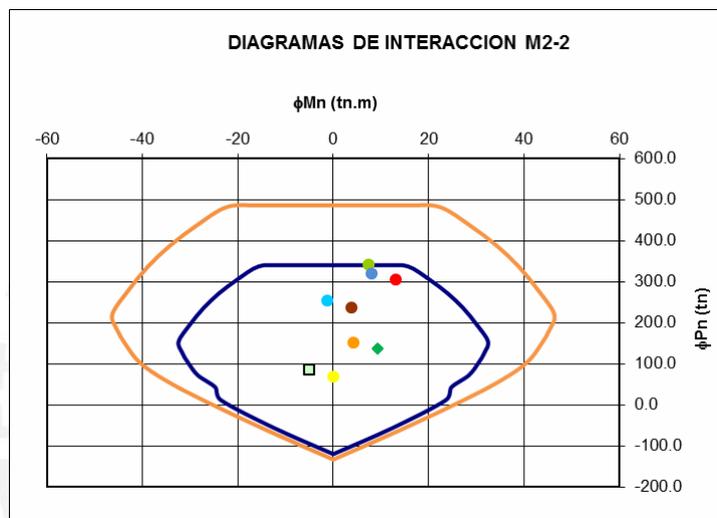
$$\rho = 1.57 \%$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Como el programa no cuenta con el RNE, seleccionamos el ACI-318-99, similar a la E.0.60.



Sentido longitudinal de la placa



Sentido transversal de la placa

La curva por fuera es M_n y la de adentro es ϕM_n . Los puntos dentro de estas curvas son provenientes del análisis estructural, para las diferentes combinaciones. Lo óptimo para el diseño es que todos estos puntos estén dentro de la curva ϕM_n y lo más cercano a ella para que el diseño no tenga exceso de acero.

Por tanto nuestro acero vertical cumple con el acero propuesto inicialmente. Además nuestra cuantía $\rho = 1.57\%$ está dentro de los límites, dentro $1\% - 6\%$.

3.4.2 Refuerzo por corte

El refuerzo por corte debe diseñarse con el V_u máximo de las combinaciones o del diseño por capacidad. Mandará el diseño la fuerza más grande.

La fuerza V_u máxima (en el sentido que nos de mayor magnitud) para nuestra columna según las combinaciones es 11.69 ton.

Diseño por capacidad, Según el RNE:

21.4.3: La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexo-compresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

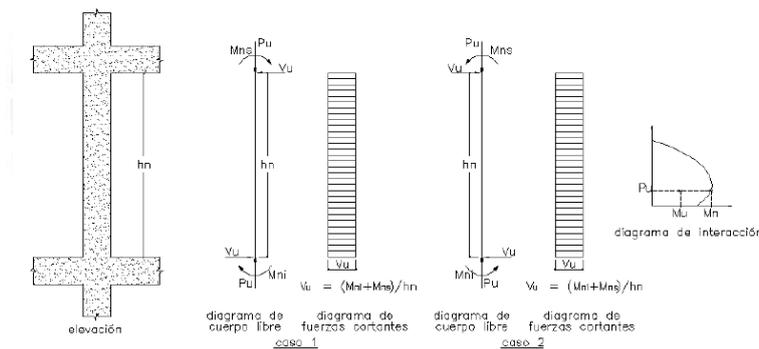


Fig. 21.4.3b Fuerza cortante de diseño en columnas

Según nuestra columna tenemos:

- $M_n \text{ sup} = M_n \text{ inf} = 17.54 \text{ ton.m}$
- $H_n = 3\text{m}$

$$\text{Con (a): } \frac{17.54 + 17.54}{3} = 11.69$$

Con (b):

La cortante máxima según las combinaciones de diseño son 11.7 ton y 5.7 ton en las direcciones X-X e Y-Y respectivamente.

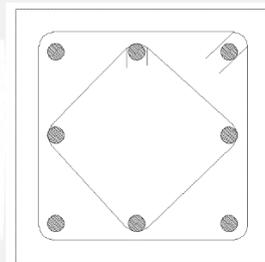
Por lo tanto en este diseño prima el cortante por capacidad. $V_u = 11.69$ ton. Con lo que diseñamos los estribos.

- $V_u = 11.69 \text{ ton} = 11690 \text{ kg}$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{f_s}{140} \right) A_c = 0.53 \sqrt{210} \left(1 + \frac{69160}{140 (45 \times 45)} \right) 45 \times 39 = 16767.31 \text{ kg}$$

- $\phi V_c = 0.85 \times V_c = 14252.21 \text{ kg}$
- Como $V_u < \phi V_c$ entonces no necesitará estribos, se colocarán estribos mínimos.

Debemos tener en cuenta el armado de los estribos. La distancia horizontal entre los ejes de las barras longitudinales debe ser menor de 15cm, tal como lo indica el RNE. Con lo que el armado de los estribos propuesto es:



La Norma nos limita además el espaciamiento máximo de estribos a la mitad de la dimensión menor de la columna ($d/2$): $45/2 = 22.5 \text{ cm}$

Escogemos el menor, entonces el máximo espaciamiento será 20 cm.

3.c.2.1) Zona de confinamiento:

El RNE nos indica que debe haber una zona de confinamiento en las columnas:

21.4.5.3: *En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.*

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;

(c) 100 mm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;

(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;

(f) 500 mm.

Longitud L_o :

- Luz libre: 3.00 m
- 1/6 de la luz libre: 0.50 m
- Mayor dimensión: 0.45 m
- 500 mm

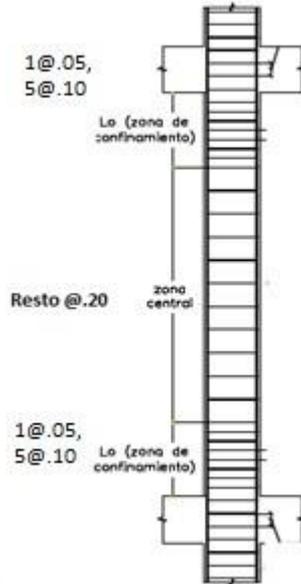
→ Entonces la zona de confinamiento $L_o = 50$ cm

Espaciamiento S_o :

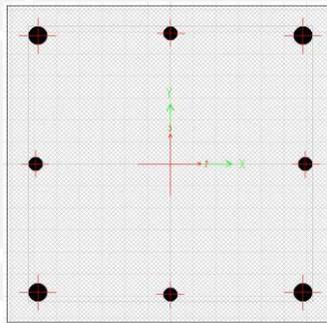
- 8 veces diámetro de la barra longitudinal: $8 \cdot \frac{3}{4} \cdot 2.54 = 15.24$ cm
- Mitad de menor dimensión: $45/2 = 22.5$ cm
- 100 mm

→ Entonces en la zona de confinamiento el espaciado $S = 10$ cm.

Por lo tanto usaremos 5 estribos de 3/8" espaciados 10cm en los extremos de la columna.



De igual forma se hará para los pisos 3 y 4:



$$4 \varnothing 3/4" + 4 \varnothing 5/8"$$

$$\rho = 0.96 \%$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{4 \varnothing 3/4" + 4 \varnothing 5/8"}{3} = \frac{10.74 + 10.74}{3}$$

$$= 7.16 \varnothing 3/4"$$

- $V_u = 7.16 \text{ ton} = 7160 \text{ kg}$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{33790}{140 \times 45} \right) \times 45 \times 39 = 0.53 \times \sqrt{210} \left(1 + \frac{33790}{140 \times 45} \right) \times 45 \times 39 = 15085.72 \text{ kg}$$

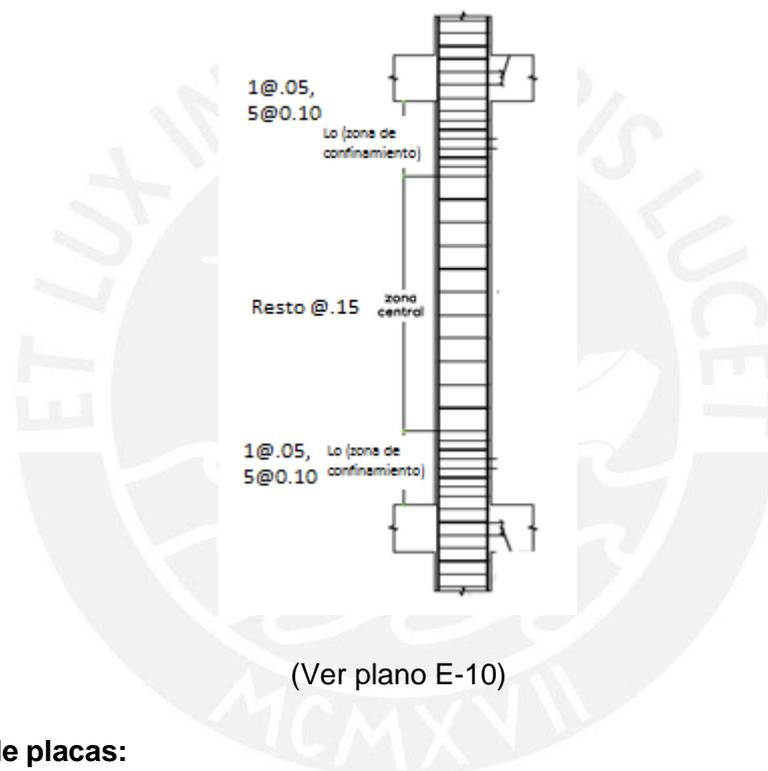
- $\varnothing V_c = 0.85 \times 15085.72 = 12822.86 \text{ kg}$
- Como $V_u < \varnothing V_c$ entonces no necesitará estribos, se colocarán estribos mínimos.

La Norma nos limita además el espaciamiento máximo de estribos a la mitad de la dimensión menor de la columna ($d/2$): $45/2 = 22.5$ cm

Escogemos el menor, entonces el máximo espaciamiento será 20 cm.

Los estribos por confinamiento serán los mismos que en el primer piso debido a las características similares.

Por lo tanto usaremos 5 estribos de $3/8$ " espaciados 10cm en los extremos de la columna.



3.5 Diseño de placas:

Se indicarán todos los pasos a seguir en el diseño de la placa del Ascensor, para los pisos 1 y 2, ya que las solicitaciones no varían mucho para estos pisos. De igual manera se procederá para los pisos 3 y 4.

Los momentos son tomados por los núcleos extremos de las placas y la cortante por la sección transversal.

Pisos 1 y 2

3.5.1) Acero vertical (núcleos)

Las fuerzas ejercidas sobre la placa por CV, CM y Sismo, son sacadas del programa ETABS.

Fuerzas ejercidas en la placa, en el primer piso:

Story	Load	Loc	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton)	M2 (ton.m)	M3(ton.m)
PISO 1	DEAD	BASE	-144.80	1.36	1.14	-3.27	23.52	36.07
PISO 1	LIVE	BASE	-56.14	0.76	0.40	-3.02	16.73	37.00
PISO 1	SISMOXX	BASE	22.87	41.79	255.57	72.44	1446.27	425.17
PISO 1	SISMOYY	BASE	43.90	257.20	30.24	343.52	158.38	2109.49

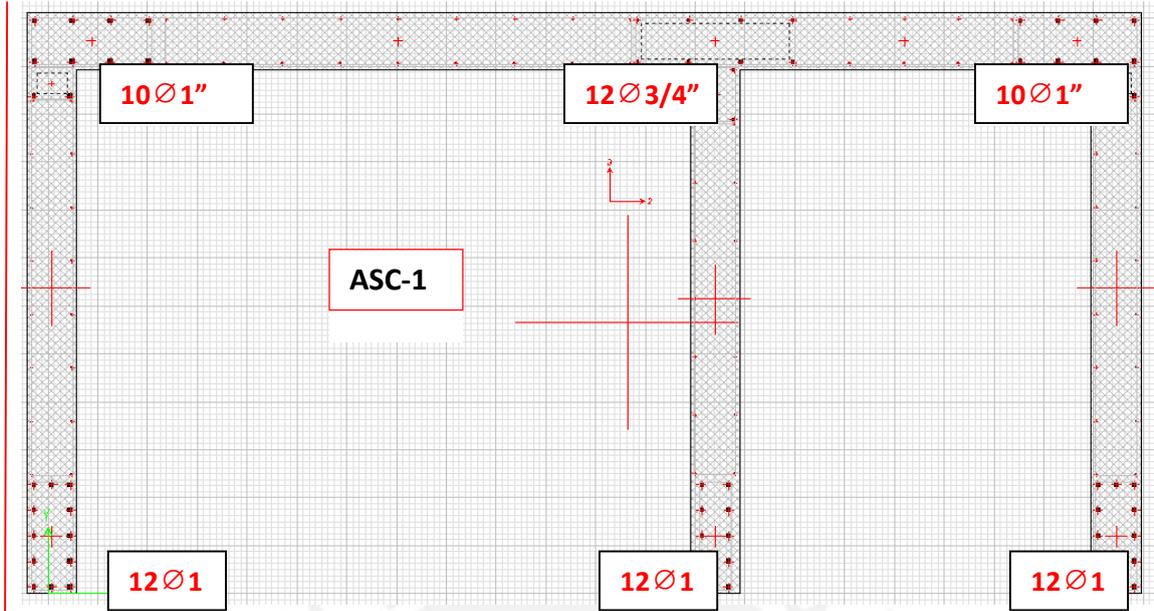
Combinaciones de carga según el RNE:

- a) 1.4 CM+ 1.7CV
- b) 1.25(CM+CV)+Sismo en X
- c) 1.25(CM+CV)-Sismo en X
- d) 0.9 CM + Sismo en X
- e) 0.9 CM - Sismo en X
- f) 1.25(CM+CV)+Sismo en Y
- g) 1.25(CM+CV)-Sismo en Y
- h) 0.9 CM + Sismo en Y
- i) 0.9 CM - Sismo en Y

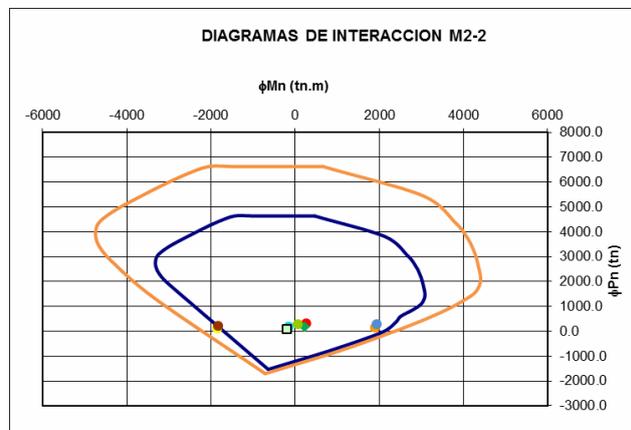
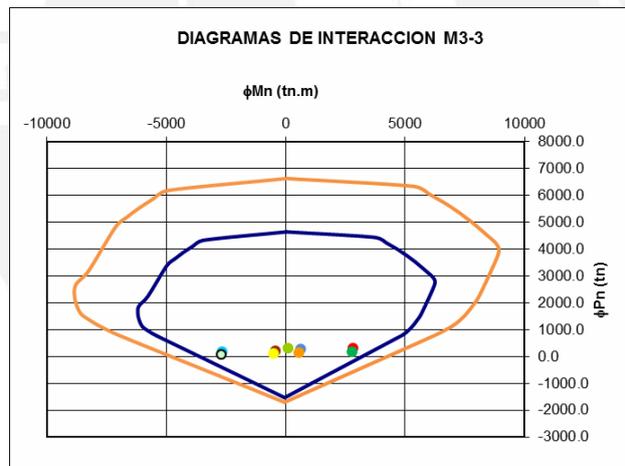
	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)	Mu ₂₋₂ (tn.m)	Vu 2 (ton)	Vu 3 (ton)
MV	298.16	113.40	61.36	3.20	2.28
MV+SX	279.53	618.55	1930.46	56.98	334.17
MV-SX	222.82	-435.88	-1829.84	-51.68	-330.32
M+SX	158.68	559.68	1901.32	55.55	333.27
M-SX	101.96	-494.75	-1858.99	-53.10	-331.22
MV+SY	308.25	2833.68	256.20	321.58	39.42
MV-SY	194.11	-2651.00	-155.59	-316.28	-35.57
M+SY	187.39	2774.81	227.06	320.15	38.52
M-SY	73.25	-2709.88	-184.73	-317.70	-36.47
				321.58	334.17

Estimamos el acero vertical del acero y en el programa ETABS, en el “section designer” dibujamos la sección con el acero propuesto y nos da los diagramas de iteración.

2.80m



Como el programa no cuenta con el RNE, seleccionamos el ACI-318-99. Similar a la norma E.060.



La curva por fuera es Mn y la de adentro es ØMn. Los puntos dentro de estas curvas son provenientes del análisis estructural, para las diferentes combinaciones. Lo óptimo para el diseño es que todos estos puntos estén dentro de la curva ØMn y lo más cercano a ella para que el diseño no tenga exceso de acero.

Como podemos apreciar, nuestro acero vertical cumple con las fuerzas impuestas por gravedad y por sismo, amplificadas.

Aún falta el acero vertical repartido en toda la sección, para lo cual hay algunas restricciones según la Norma, por lo que primero diseñaremos el acero horizontal.

Se indicará el procedimiento para el cálculo del acero horizontal y vertical repartidos en la longitud de la placa longitudinal. El cálculo será de la misma forma para las tres placas transversales que conforman el ascensor.

3.5.2 Acero por corte (horizontal)

Según el RNE si:

$V_c > \phi V_c$, debemos colocar refuerzo por corte, donde:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \tag{11-30}$$

donde el coeficiente α_c es 0,25 para $[h_m / \ell_m] \leq 1,5$; 0,17 para $[h_m / \ell_m] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,25 y 0,17 para $[h_m / \ell_m]$ entre 1,5 y 2,0. ℓ_m es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y h_m es la altura total del muro.

Resolviendo:

H= 12m , L = 5.6 m, entonces H/L= 2.14 por lo que $\alpha_c = 0.17$.

- El valor de f'_c se encuentra en Mpa, por lo que hay que multiplicarlo por 10.197 para convertirlo a Kgf/cm².

- $\phi V_c = 0.85 * (560 * 25) * (0.17 * \sqrt{210} * 10.197) = 93.60 \text{ ton.}$

De las combinaciones de carga tenemos que $V_u = 334.17 \text{ ton.}$



Diseño por capacidad:

Según el artículo 21.9.5.3 del RNE tenemos:

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro l_m , $M_u / (4V_u)$, ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

- $V_{ua} = 334$ ton, $M_{ua} = 2840$ ton.m (max.momento 3-3 sentido longitudinal),
 $M_n = 3000$ ton.m (del diagrama de interacción).
- $\frac{3000}{2840} = 1.06 < R = 5.25$. Ok cumple.
- $V_u \text{ capacidad} = 334 * \frac{3000}{2840} = 353$
- Límite de la altura de diseño por capacidad: $l_m = 5.6$, $\frac{2840}{4 * 324} = 2.13$, altura de los 2 primeros pisos : 6m. Se escoge el mayor valor: 6m altura de los 2 primeros pisos.

Ya que $V_u \text{ capacidad} > V_u \text{ combinaciones}$, se elige el V_u por capacidad para el diseño. **Ojo que este diseño por capacidad sólo utilizará para los dos primeros pisos**, para los otros dos restantes el diseño por corte se realizará con la fuerza cortante (V_u) máxima de las combinaciones de cargas.

Entonces $V_u > \emptyset V_c$, se necesita refuerzo por corte.

Cálculo del acero de refuerzo horizontal:

Tenemos:

$$V_s = A_c w \rho_h f_y$$

- El valor de f_y se encuentra en Mpa, por lo que hay que multiplicarlo por 10.197 para convertirlo a Kgf/ cm².
- $V_s = (25 \cdot 560) \cdot \rho_h \cdot (4200 \cdot 10.197)$, se itera con el valor de ρ_h hasta cumplir que
- $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s > V_u$.

Con $\rho_h = 0.0052$ cumplimos con esta restricción, y también con la que indica que ρ_h mínimo es 0.0025.

Entonces $\phi V_n = 93.60 + 0.85 \cdot 306 = 353.50$ ton.

- Además debemos cumplir con $\phi V_n \max = 0.83 \sqrt{f_c'} \cdot A_c > \phi V_n$
- Entonces: $\phi V_n \max = 0.85 \cdot 0.83 \cdot \sqrt{210} \cdot 10.197 \cdot (25 \cdot 560) = 456.98$ ton, Con lo que $\phi V_n \max = 456.98 > \phi V_n = 353.50$, nuestro diseño es correcto.

Con $\rho_h = 0.0052$ distribuimos el acero en dos capas:

- Acero por capa = $\frac{\rho \cdot 10^4 \cdot 2}{0.0052 \cdot 0.25 \cdot 10^4} = 6.5$ cm², con acero de 5/8" el espaciamiento del acero horizontal será: $\frac{100 \cdot 2}{6.5} = 30.8 \rightarrow S = 20$ cm

Cálculo del acero de refuerzo vertical:

Ahora comprobamos que la cuantía de refuerzo vertical sea mayor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{\ell_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (11-32)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{5.6}{12} \right) (0.0052 - 0.0025) = 0.0030$$

- Por tanto usamos la cuantía vertical : $\rho_v = 0.0030$,
- Acero por capa = $\frac{\rho \cdot 10^4 \cdot 2}{0.0030 \cdot 0.25 \cdot 10^4} = 3.75$
- El acero vertical debe ser de 1/2" cada 30cm.

En conclusión tenemos:

- Acero horizontal $\Phi 5/8'' @ .30$
- Acero vertical $\Phi 1/2'' @ .30$

Pisos 3 y 4

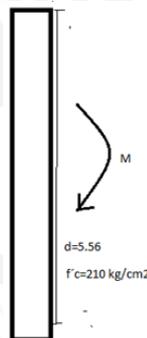
Ahora para el diseño de la placa de los pisos 3 y 4 procedemos de la misma manera que lo hecho para los pisos 1 y 2, pero debemos verificar dos puntos importantes:

- 1) Debemos comprobar que cuando cambiemos de acero de un piso a otro, que $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$.

Tenemos en la placa del ascensor una placa de 5.6m x 0.25m que soporta el sismo en Y-Y y las otras 3 placas pequeñas de 2.8m x 0.25m que soportan el sismo en X-X.

Para la placa de 5.6x0.25 tenemos:

- B = 0.25 m
- L = 5.6 m
- D = 5.54 m
- F'c = 210 kg/cm²



Primero calculamos el momento de fisuración, como nuestra sección es un rectángulo, el momento será el mismo para flexión positiva o negativa.

$$I_{cr} = \frac{20 * 560^3}{12} * \left(\frac{2 * \sqrt{210}}{280} + \frac{135960}{25 * 560} \right) = 404.48$$

$\Phi M_n > 1.2 * M_{cr} = 485.38 \text{ ton.m}$

Lo que nos interesa es asegurar que nuestro acero sea mayor que el requerido para la fisuración, por lo que calculamos el ΦM_n para la sección de la placa de los pisos 3 y 4, que posee un espesor al de los pisos 1 y 2.

Con este momento de 485.38 ton.m obtenemos la cantidad de acero necesaria:

Mu(tnxm)	Mu(kgxcn)	b	d	a	As	ρ (%)
485.38	48538000	25	554	22.2621	23.65	0.171

Eso quiere decir que para asegurar esta condición nuestra placa tiene que tener en su sección un área de acero igual o mayor que 23.65 cm².

Para el tercer piso y cuarto, en los núcleos extremos tenemos 8Φ3/4", en el central 8Φ5/8" y como acero vertical 2 mallas de Φ3/8"@0.25.

Sumando las áreas de acero tenemos: $8*2*(2.84)+8*(2)+0.71*2/0.25 = 67.12 \text{ cm}^2$.

As requerido por fisuración = 23.65 cm² < As utilizado = 67.12 cm²

Con este satisfacemos la condición de la fisuración por mucho.

Para el caso de las placas en X-X, realizamos el procedimiento de igual manera.

$$\Phi M_n > 1.2 * M_{cr} = 146.49 \text{ ton.m}$$

Mu(tnxm)	Mu(kgxcn)	b	d	a	As	ρ (%)
146.49	14649000	25	554	6.62341	7.037	0.051

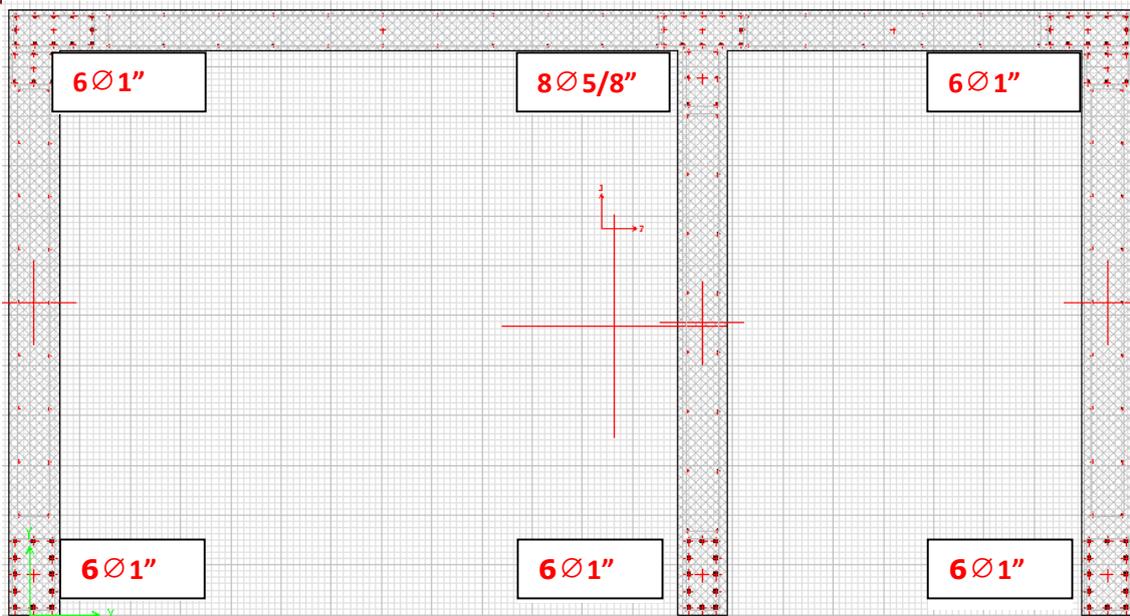
Tenemos en los extremos 6Φ3/4" y como acero repartido vertical Φ3/8"@0.25.

Sumando las áreas tenemos: $6*2.84+.71*2/.25 = 22.72 \text{ cm}^2$.

As requerido por fisuración = 7.04 cm² < As utilizado = 22.72 cm²

- 2) Por más que la condición anterior nos indique que en los núcleos de las placas podríamos reducir el área del acero, esto a mi criterio sería un cambio muy drástico. De ser así, el acero podría perder la capacidad de transmitir las solicitaciones de un piso a otro y originar la falla.

A pesar que con el acero propuesto anteriormente cumplamos todas las condiciones de diseño, se decidió finalmente colocar el siguiente acero por el punto antes mencionado:



Como se puede apreciar, cumplimos en exceso con el Acero mínimo en todos los núcleos (Ver Plano E-10).

3.6 Diseño de cimentaciones:

Para el caso de esta estructura, tendremos zapatas aisladas, zapatas conectadas con vigas de cimentación y zapatas combinadas. El suelo es de capacidad portante de 4kg/cm², por tanto es considerado como “bueno”, y se asume inicialmente un profundidad de cimentación para todas de 1.30m.

A manera de ejemplo se hará el diseño de una zapata de una columna y también de una zapata combinada.

3.6.1 Zapata aislada

Se tomará la zapata aislada Z-1, correspondiente a la columna de 45x45 cm.

Las solicitaciones las obtenemos del programa ETABS. Éstas son:

Pm (ton)	122.86
Pv (ton)	100.05
Ps (ton)	33.40
Mm x-x (ton.m)	2.40

Mv x-x (ton.m)	2.36
Ms (ton.m)	5.56

Como datos adicionales tenemos:

	kg/cm ²	ton/m ²
f'c	210	2100
fy	4200	42000
σadm suelo	4	40
Prof.cimentacion(m)	1.3	
	a (m)	b (m)
Columna	0.45	0.45

Además de los valores del peso específico del concreto (gamma c) y del suelo (gamma s) son:

gamma c (ton/m³)	2.4
gamma s (ton/m³)	2

Para efectos del diseño, como no tenemos las medidas de la zapata aún, tomaremos como peso propio de la zapata + columna en la profundidad de cimentación + suelo encima de la zapata, un valor que resultará de la sumatoria de cargas de gravedad por un factor. Éste factor dependerá de la capacidad portante del suelo:

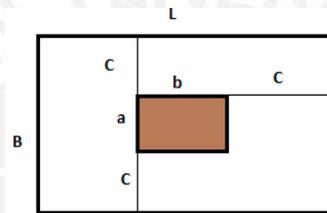
		factores
Bueno	o mayor a 4kg/ cm ²	1.05
Regular	σ = 2 kg/ cm ²	1.1

Malo	$\sigma = 1 \text{ kg/ cm}^2$	1.2
------	-------------------------------	-----

En este caso como la capacidad portante del suelo es 4 kg/cm^2 , entonces es un suelo bueno, por lo que el factor será 1.05.

Luego, una vez diseñada la zapata, procederemos a verificar con los valores reales de peso propio y veremos si pasa nuestra zapata. Caso contrario se re-dimensionará para que cumpla con los requerimientos impuestos.

Dimensionaremos la zapata asumiendo volados iguales a los lados de la columna:



Donde los valores de $a = b = 0.45 \text{ m}$

Pre-dimensionamiento: Sólo cargas de gravedad

Asumimos para este caso un $\sigma = 90\%$ del σ_{adm} y como factor de peso propio 1.05.

$$\sigma = \frac{P_1 + (1.05 \cdot P_2)}{B \cdot L} = 90\% \cdot 40 = \frac{(122.86 + 100.05) \cdot 1.05}{(0.45 + 2 \cdot 1.05)(0.45 + 2 \cdot 1.05)}$$

$$= \frac{222.91}{(0.45 + 2.1)(0.45 + 2.1)}$$

$$= \frac{222.91}{5.625}$$

Entonces $c = 1.05$, con lo que los valores de la zapata serán:

$B = L = 2.55$

Con cargas y momentos de gravedad

$\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/ m}^2$

$$\sigma = \frac{P \pm 6}{2.55 \times 2.55} = 40 = \frac{(122.86 + 100.05) \times 1.05}{2.55 \times 2.55} + \frac{6 \times (2.4 + 2.36)}{2.55 \times 2.55^2}$$

$\sigma_1 = 37.72 < \sigma_{adm} = 40$ OK

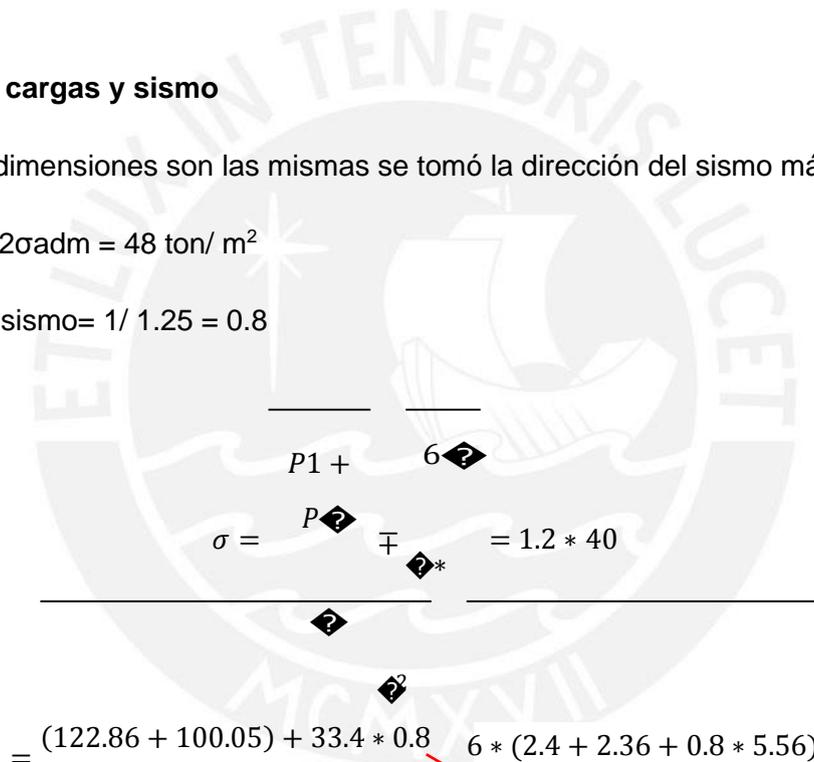
$\sigma_2 = 34.27 < \sigma_{adm} = 40$ OK

Con cargas y sismo

Ya que las dimensiones son las mismas se tomó la dirección del sismo más crítica.

$\sigma_{sismo} = 1.2 \sigma_{adm} = 48 \text{ ton/m}^2$

Coeficiente sismo = $1 / 1.25 = 0.8$



$$\sigma = \frac{P \pm 6}{2.55 \times 2.55} = 1.2 \times 40$$

$$= \frac{(122.86 + 100.05) + 33.4 \times 0.8}{2.55 \times 2.55} + \frac{6 \times (2.4 + 2.36 + 0.8 \times 5.56)}{2.55 \times 2.55^2}$$

$\sigma_1 = 41.72 < \sigma_{adm} = 48$ OK

Más crítico en servicio

$\sigma_2 = 35.06 < \sigma_{adm} = 48$ OK

3.f.d) Amplificación de las cargas

$P \pm 6$

$P \pm 6 \times 1.2$

	P(ton)	M(ton.m)	σ (ton/ m ²)
M	122.86	2.403	19.76
V	100.05	2.359	16.24
S	33.4	5.555	7.15

Combinaciones de cargas

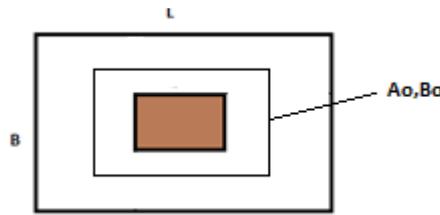
CARGAS AMPLIFICADAS

	P(ton)	M(ton.m)	σ (ton/ m ²)
1.4M+1.7V	342.09	7.37	55.28
1.25(M+V)+S	312.04	11.51	52.15
1.25(M+V)-S	245.24	0.40	37.86
0.9M+S	143.97	7.72	24.93
0.9M-S	77.17	-3.39	10.64

De donde tenemos que la combinación más crítica es la de 1.4M+1.7V, por lo que:

σ critico(ton/ m²) 55.28 → Para flexión

Punzonamiento



$$b_o = 2*(a+b) + 4*d \text{ y } A_o = (a+d)(b+d); \text{ como } a=b=45\text{cm}$$

$$\text{Entonces: } B_o = 2*(45+45) + 4*d \text{ y } A_o = (45+d)(45+d) \dots\dots\dots 1$$

$$V_u = (Azapata - A_o) = 5.25*(2.55*2.55 - A_o) \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{2}{-}$$

$$\phi_{\text{v}} = 0.85 * 0.53 * (1 + \frac{1}{\beta}) * \sqrt{f_c} \dots\dots\dots$$

Donde: $\beta = b/a$ y >2 , como $b=a$ entonces $\beta=1$

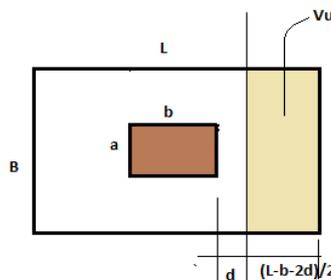
$$\phi_{\text{v}} = 0.85 * 0.53 * (1 + \frac{1}{1}) * \sqrt{210} \dots\dots\dots 3$$

Reemplazando 1 en 2 y 3, además sabiendo que $\phi V_c > V_u$
Entonces **d=60cm y h=70cm**

Diseño por cortante:

Ya que las zapatas no llevan estribos, todo el corte lo debe asumir el peralte del elemento

Con d= 60cm



$$\frac{V_u}{b * d}$$

$$\sigma_c = 4.172 * 255 * 45 = 47873$$

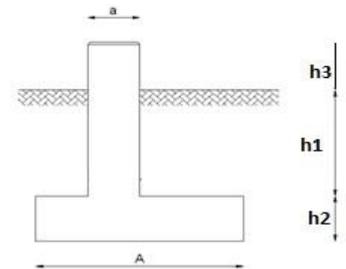
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.55 * 2.55 = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 255 * 60 = 70179.93$$

Por lo tanto $\phi V_c > V_u$, entonces nuestra zapata pasa por cortante. En la otra dirección también cumplirá ya que tienen la misma longitud de volado.

Verificación del factor de peso propio

Una vez definidas las dimensiones de la zapata, procedemos a verificar si con el factor de peso propio asumido inicialmente la zapata nos cumple.

A	2.55	Peso pedestal	0.00
B	2.55	Peso zapata	10.92
a	0.45	Peso relleno	7.56
b	0.45	Peso propio	18.48
h1	0.60		
h2	0.70		
h3	0.00		



- **Pre-dimensionamiento: Sólo cargas de gravedad**

$\sigma = 90\%$ del $\sigma_{adm} = 36 \text{ ton/m}^2$

$$\sigma = \frac{P_1 + (2 * 2.55) * P_2}{(0.45 + 2 * 0.45)(0.45 + 2 * 0.45)} = \frac{(122.86 + 100.05) + 18.48}{(0.45 + 2 * 1.05)^2}$$

$\sigma = 34.59 > \sigma_{adm} = 36$ Entonces hay que aumentar el volado.

Con $c=1.1$, $\sigma=34.59 < \sigma_{adm} =36$, con lo que cumple.

Ojo que al cambiar el volado "c" de 1.05 a 1.1, también cambiará el σ .critico para flexión:

σ .critico(ton/m²)= 51.09

- **Con cargas y momentos de gravedad**

$$\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = \frac{P_1 + \frac{6M}{L}}{A} = \frac{(122.86 + 100.05) + 18.48}{2.65 * 2.65} + \frac{6 * (2.4 + 2.36)}{2.65 * 2.65^2}$$

$$\sigma_1 = 36.12 < \sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 33.05 < \sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

Con las cargas de gravedad y sismo (ya que no interviene el peso propio) los valores son los mismos obtenidos anteriormente.

$$\sigma_{max} = 38.52 \text{ ton/m}^2 \text{ (en servicio)}$$

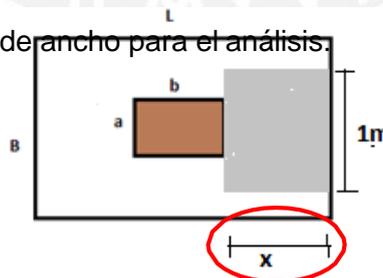
Por lo tanto las nuevas dimensiones de la Zapata serán:

$$B = L = 2.65 \text{ m}$$

3.f.g) Diseño por flexión:

Con $d = 60 \text{ cm}$

Tomamos una franja de 1m de ancho para el análisis.



$$M_u = \sigma_u * A * x$$

$$1.1^2$$

$$M_u = 51.09 * 1 * 1.1^2 = 30.91$$

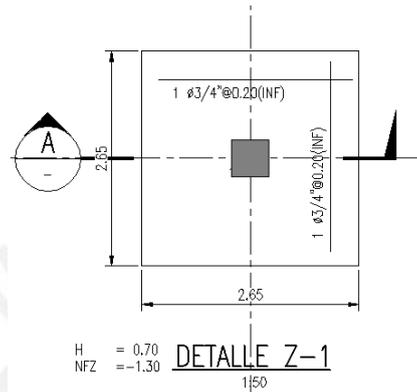
Y siguiendo el procedimiento para hallar el acero por flexión visto en elementos anteriores, tenemos:

Mu(tnxc)	Mu(kgxc)	b (cm)	d (cm)	a	As (cm ²)	ρ (%)
30.91	3091000.621	100	60	3.30	14.01	0.23

Elección acero

∅	As (cm ²)	@ (m)	As total
3/4	2.84	0.2	14.2

OK



(Ver plano E-02)

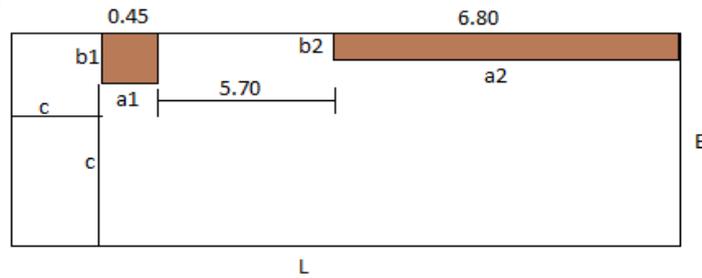
3.6.2 Zapata combinada

Se tomará la zapata aislada Z-8, correspondiente a la columna de 45x45 cm con las placas PL-2, ubicadas en el eje 7.

Las solicitaciones las obtenemos del programa ETABS. Éstas son:

PLACA									
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	P2	DEAD	Bottom	-104.90	1.08	0.72	-2.35	0.74	-47.62
STORY1	P2	LIVE	Bottom	-55.35	0.70	0.68	-2.24	0.70	-34.23
STORY1	P2	SISMOXX	Bottom	28.34	227.29	0.22	0.56	0.34	1803.84
STORY1	P2	SISMOYY	Bottom	7.30	81.71	1.10	1.42	2.48	607.60
COLUMNA									
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1		LIVE	0	-100.05	-0.59	2.67	0	2.359	-0.535
STORY1		SISMOXX	0	33.4	5.1	1.73	0.024	1.607	6.558
STORY1		SISMOYY	0	19.64	1.87	4	0.045	5.555	2.45
STORY1		DEAD	0	-122.86	-1.05	2.71	0.001	2.403	-0.943

Ordenando las cargas según corresponde y multiplicando las cargas de gravedad y los momentos sísmicos por el factor 1/1.25 (tal cual nos dice la norma), tenemos:



	Col	Placa	Total
Pm (ton)	122.86	104.90	227.76
Pv (ton)	100.05	55.35	155.40
Ps (ton)	26.72	22.68	49.39
Mm x-x (ton.m)	0.94	47.62	48.56
Mv x-x (ton.m)	0.54	34.23	34.76
Ms (ton.m)	5.25	1443.07	1448.32

Para efectos del pre-dimensionamiento, como una forma muy general de hallar las dimensiones de la zapata combinada usaremos la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P_1 + \frac{(P_2 + P_3) * P_4}{(12.95 + C)(0.45 + C)}}{P_5} = \frac{(122.86 + 100.05 + 104.90 + 55.35) * 1.05}{(12.95 + C)(0.45 + C)}$$

$$= 0.9 * 40$$

Dónde:

- C = distancia del volado en ambos sentidos de la zapata

Entonces:

- C=0.39m
- B=0.90m
- L=13.40m

Verificamos los valores con la siguiente expresión, además de asumir un peralte de zapata de 80cm y un peso específico del suelo de 2 ton/m3.

$$\sigma = \frac{P_1 + \frac{6 * P_2}{P_3}}{P_4} = \frac{P_5 * P_6}{P_7 * P_8}$$

$$\sigma = \frac{(122.86 + 100.05 + 104.90 + 55.35) + 33.99}{0.9 * 13.4} \mp \frac{6 * (0.54 + 34.23 + 5.25 + 1443.07)}{0.9 * 13.4^2}$$

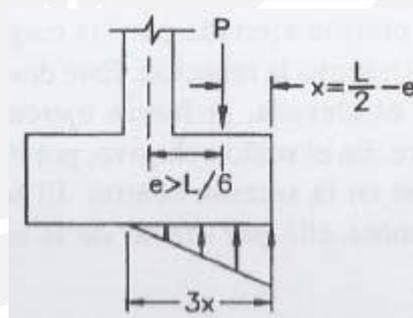
$$\sigma_1 = +89.65$$

$$\sigma_2 = -20.47$$

Nos damos cuenta que sólo para cargas de gravedad tenemos esfuerzos mayores a 40 ton/m² y además tenemos esfuerzos de tracción lo cual no puede ser posible.

Ahora lo que haremos será hallar una resultante de fuerzas de gravedad y momentos en el centro de la zapata. Así será posible darnos cuenta de los problemas de excentricidad que se presentan en la zapata.

Para una carga excéntrica mayor a L/6, se obtienen valores negativos de tracción para la zapata, por lo que las presiones de contacto se distribuyen de la siguiente manera:



Y la presión máxima admisible se puede determinar mediante la siguiente expresión:

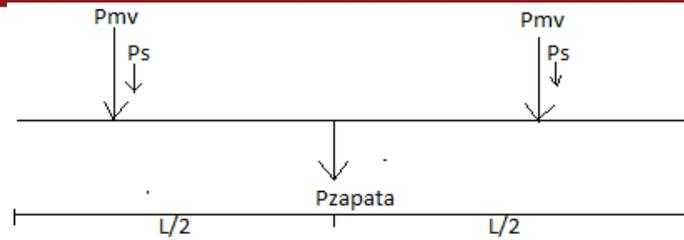
$$\sigma = \frac{2. P}{3. B} \left(\frac{2}{2} \right)$$

Dado el caso que el sismo viene en las dos direcciones, tendremos que tener en cuenta dos casos:

Para ambos caso se asumirá un peralte H=80cm.

Caso 1: Sismo en dirección X-X positiva

Cuando el sismo va en este sentido tenemos la siguiente distribución de fuerzas

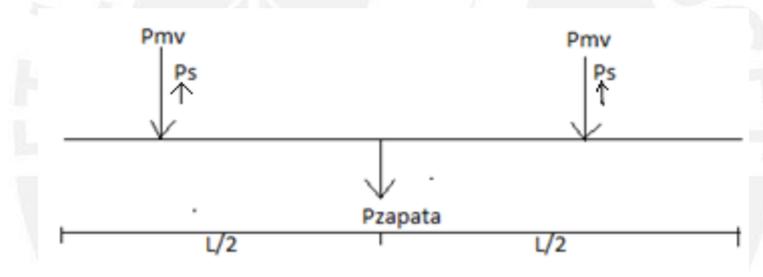


Entonces tendremos:

- P total: 466.54 ton
- Σ momentos: 810.05 ton.m
- Excentricidad: $e = M/P = 1.74$ m
- $\sigma = 3 \cdot \frac{2L^2 P}{2} = 69.62 > 48$ ❌❌

Caso 2: Sismo en dirección X-X negativa

Cuando el sismo va en este sentido tenemos la siguiente distribución de fuerzas



Entonces tendremos:

- P total: 367.76 ton
- Σ momentos: -1970.36 ton.m
- Excentricidad: $e = M/P = 5.36$ m
- $\sigma = 3 \cdot \frac{2L^2 P}{2} = 202.95 > 48$ ❌❌

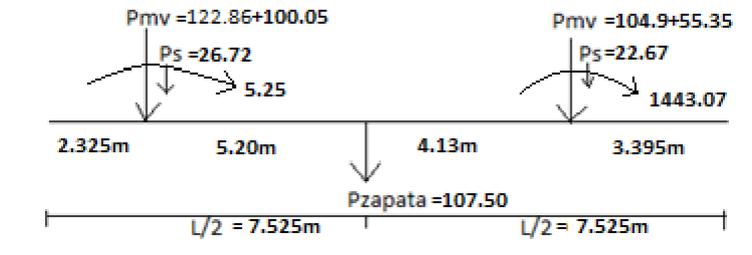
Como nos podemos dar cuenta, con las dimensiones de las zapatas obtenidas del pre-dimensionamiento, la zapata no pasa por esfuerzos. Habrá que modificar las dimensiones de la zapata.

Después de varias iteraciones, tenemos:

- Volado en x: 2.1 m
- Volado en y: 1.5 m

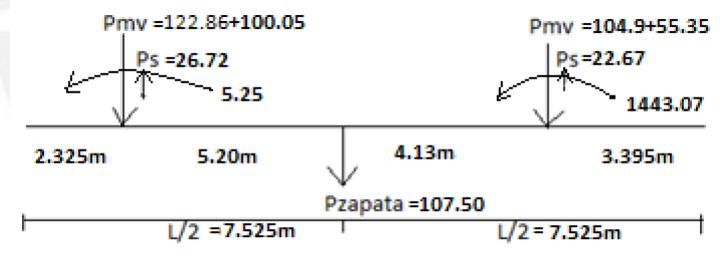
- B=1.95 m
- L=15.15 m
- L/6 : 2.53m

Caso 1: Sismo en dirección X-X ↷ **positiva**



- P total: 517.58 ton
- Σ momentos: 892.31 ton.m
- Excentricidad: e= M/P = 1.72 m
- $\sigma = \frac{3 \cdot \left(\frac{2P}{L} \right)}{2} = 30.24 < 48$ ❌❌

Caso 2: Sismo en dirección X-X ↶ **negativa**



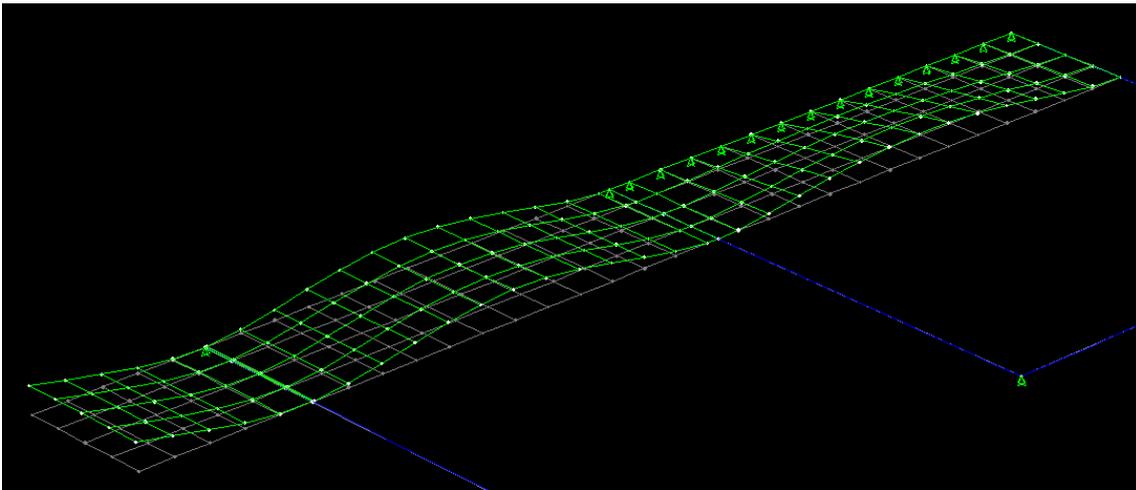
- P total: 418.79 ton
- Σ momentos: -1910.81 ton.m
- Excentricidad: e= M/P = 4.56 m
- $\sigma = \frac{3 \cdot \left(\frac{2P}{L} \right)}{2} = 47.53 < 48$ ❌❌

Con lo cual tenemos que las dimensiones de 1.95 x 15.15 son las adecuadas para nuestra zapata.

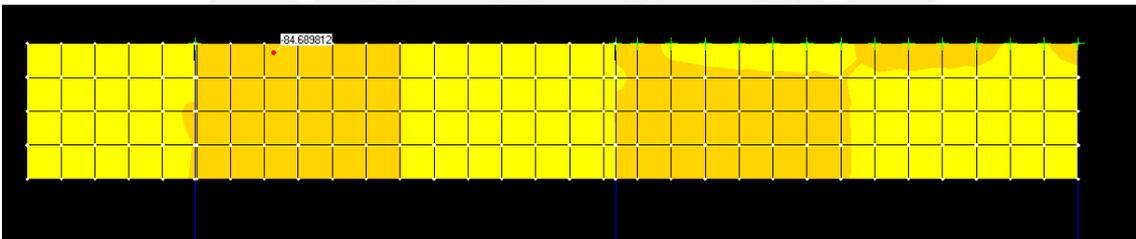
Se modeló la zapata (como todas las demás) en el programa SAP2000, con sus respectivas vigas de cimentación en el sentido transversal, o longitudinal en caso sea necesario.

De este modelo podemos obtener la deformada, reacciones en los apoyos, fuerzas cortantes y momentos flectores, tanto en la plataforma de la zapata como en las vigas de cimentación.

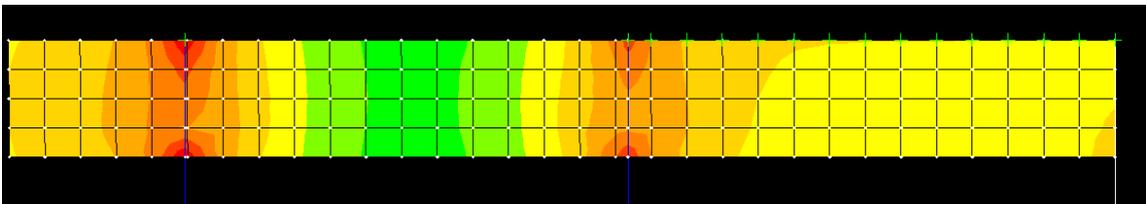
Deformada



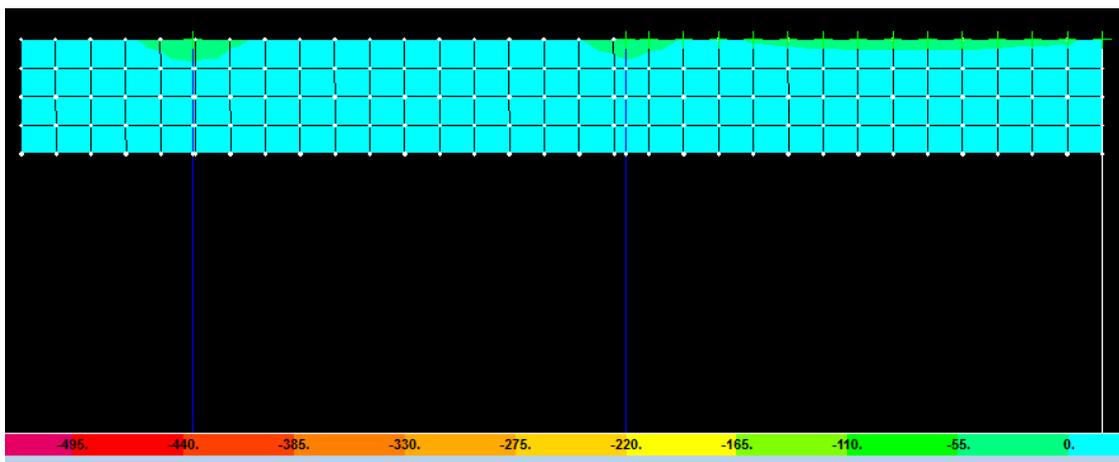
Fuerzas cortantes en la zapata (dirección longitudinal)



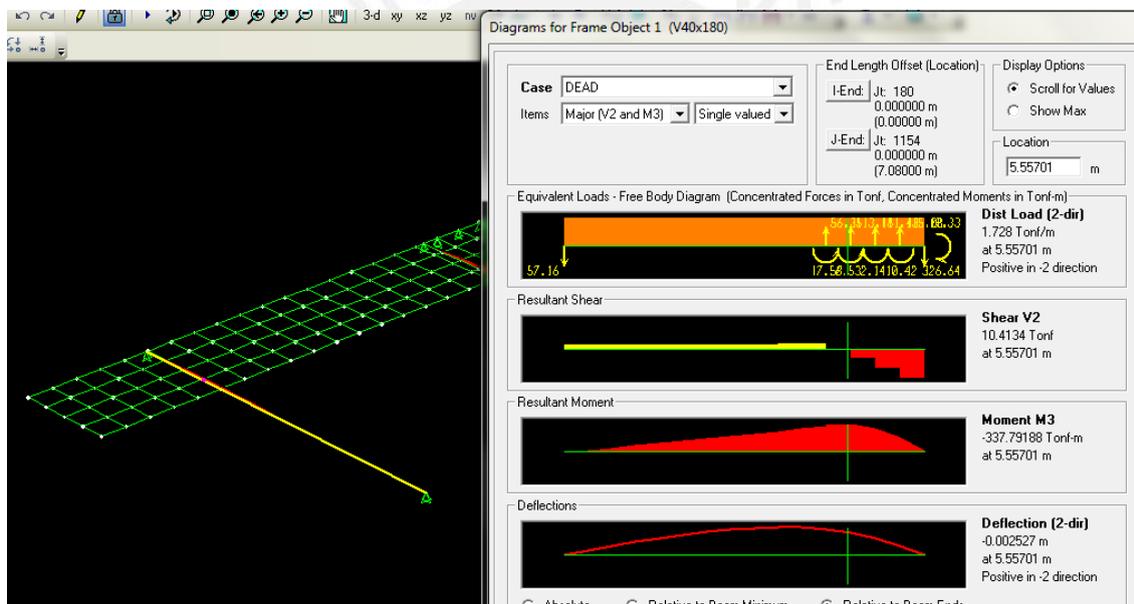
Momentos flectores en la zapata (dirección longitudinal)



Momentos flectores en la zapata (dirección transversal)



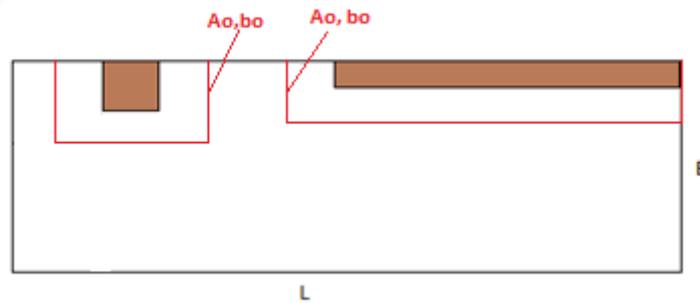
Fuerzas cortantes y momentos flectores en las vigas de cimentación



Con todos estos datos procedemos a verificar la zapata por Corte y Punzonamiento, y luego al diseño por flexión.

Verificación por corte y punzonamiento:

Como vimos en el caso de zapatas aisladas, se genera el efecto de punzonamiento en un área A_o con perímetro b_o alrededor de la columna o placa.



Para el caso de la columna en esta zapata tendremos:

- $a=b=45$ cm
- $d= 80$ cm
- $\sigma u=38.70$ ton/m² (presión crítica para las combinaciones de cargas)

Los cálculos de A_o y b_o son los mismos que se hicieron para la zapata aislada:

- $A_o = 1.06$ m²
- $b_o= 2.95$ m

Verificación por Punzonamiento

El peralte de la zapata “d” debe ser tal que se cumpla con $\Phi V_c > V_u$. El RNE nos restringe el valor de V_c al menor de estos valores:

11.12.2.1 Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$(a) \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d \quad (11-33)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$$(b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d \quad (11-34)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$(c) \quad V_c = 0,33 \sqrt{f'c} b_o d \quad (11-35)$$

Por tanto

- $\alpha_s= 30$ (factor para 3 bordes libres)
- bc (lado mayor / lado menor de la columna)= $0.45/0.45 = 1$
- $f'c= 210$ kg/ cm²
- $\Phi V_{c1} = 0.85 \times 0.27 \times (2 + 4 / bc) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times dzap=470.93$ ton
- $\Phi V_{c2} = 0.85 \times 0.27 \times (\alpha_s \times dzap/b_o+2) \times \sqrt{f'c} \times b_o \times dzap= 795.52$ ton

- $\Phi Vc3 = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b0 \times dzap) = 319.77 \text{ ton}$
- $\Phi Vc = \text{Menor de todos} = 319.77 \text{ ton.}$
- $R1 = 356 \text{ ton}$ (Reacción en el apoyo sacada del modelo)

- $Vu = R1 - Ao \times \sigma \text{ utilizado} = 356 - 1.06 \times 3.87 = 314.89 \text{ ton.}$

Entonces $\Phi Vc > Vu$, por lo tanto $\rightarrow d = 0.80 \text{ m}$

Verificación por Corte

- $B = 1.95 \text{ m}$ (medida transversal de la Zapata)
- $\Phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times dzap = 101.84 \text{ ton.}$
- $Vud = 76 \text{ ton}$ (Fuerza cortante a una distancia "d" de la cara de la columna)

Entonces $\Phi Vc > Vu$, por lo tanto $\rightarrow d = 0.80 \text{ m.}$

Por lo tanto el peralte de la zapata será $0.80 + 0.1 = 0.90 \text{ m.}$

Para el caso de la placa en esta zapata tendremos:

El caso más crítico lo ocasiona la columna sobre la zapata, la placa al tener más longitud proporcionará un área mayor de punzonamiento donde se distribuirá más uniformemente las sollicitaciones

- $a = 690 \text{ cm}$
- $b = 15 \text{ cm}$
- $d = 80 \text{ cm}$
- $\sigma u = 38.70 \text{ ton/m}^2$ (presión crítica para las combinaciones de cargas)

Los cálculos de Ao y bo son los mismos que se hicieron para la zapata aislada:

- $Ao = 4.02 \text{ m}^2$
- $bo = 8.80 \text{ m}$

Verificación por Punzonamiento

11.12.2.1 Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$(a) \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$$(b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-34)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$$(c) \quad V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-35)$$

- $\alpha_s = 20$ (factor para 2 bordes libres)
- b_c (lado mayor / lado menor de la columna) = $690/15 = 46$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $\Phi V_{c1} = 0.85 \times 0.27 \times (2 + 4 / b_c) \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d_{zap} = 488.63 \text{ ton}$
- $\Phi V_{c2} = 0.85 \times 0.27 \times (\alpha_s \times d_{zap}/b_0 + 2) \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d_{zap} = 893.87 \text{ ton}$
- $\Phi V_{c3} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d_{zap} = 953.88 \text{ ton}$
- $\Phi V_c = \text{Menor de todos} = 488.63 \text{ ton.}$
- $R_1 = 598 \text{ ton}$ (Reacción en el apoyo sacada del modelo)
- $V_u = R_1 - A_o \times \sigma = 442.63 \text{ ton.}$

Entonces $\Phi V_c > V_u$, por lo tanto $\rightarrow d = 0.80 \text{ m}$ si cumple.

Verificación por Corte

- $B = 1.95 \text{ m}$ (medida transversal de la Zapata)
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d_{zap} = 101.84 \text{ ton.}$
- $V_{ud} = 88 \text{ ton}$ (Fuerza cortante a una distancia "d" de la cara de la placa)

Entonces $\Phi V_c > V_u$, por lo tanto $\rightarrow d = 0.80 \text{ m}$ si cumple.

Por lo tanto el peralte de la zapata será $0.80 + 0.1 = 0.90 \text{ m}$.

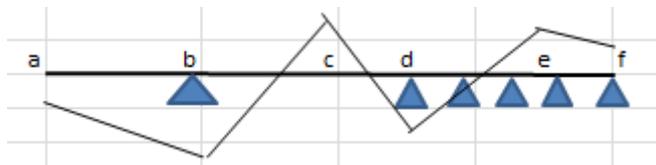
Diseño por flexión:

El diseño por flexión se realizarán de igual forma como se hizo para las losas.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \times 100 \times 80 = 16.20 \text{ cm}^2$$

Con lo que pondremos $1\Phi 1" @ .30 = 17 \text{ cm}^2$.

Momentos flectores en la dirección longitudinal:

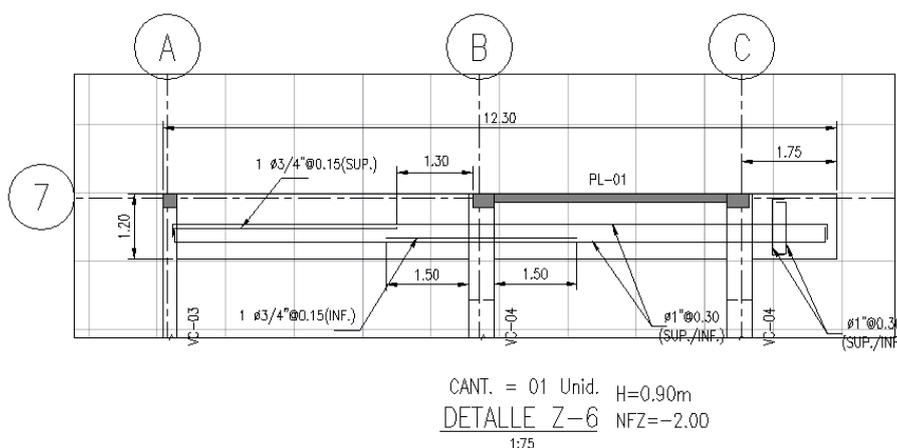


Ma	1.6	ton.m
Mb	116	ton.m
Mc	81	ton.m
Md	90	ton.m
Me	11	ton.m
Mf	6	ton.m

Mu(tnxm)	Mu(kgxcn)	b	d	a	As	ρ (%)	bastones
1.60	160000	100	80	0.125	0.53	0.007	
116.00	11600000	100	80	9.602	40.81	0.510	1@.15
81.00	8100000	100	80	6.573	27.93	0.349	3/4@.15
90.00	9000000	100	80	7.339	31.19	0.390	3/4@.15
11.00	1100000	100	80	0.861	3.66	0.046	
6.00	600000	100	80	0.468	1.99	0.025	

Los momentos flectores en la dirección transversal son prácticamente uniformes y presentan concentraciones en los encuentros con las vigas de cimentación (ver diagramas de momentos flectores al inicio). Observando estos momentos se decidió poner el acero mínimo $\Phi 1'' @ .30$ superior e inferior.

Con lo que la zapata quedaría de la siguiente manera:



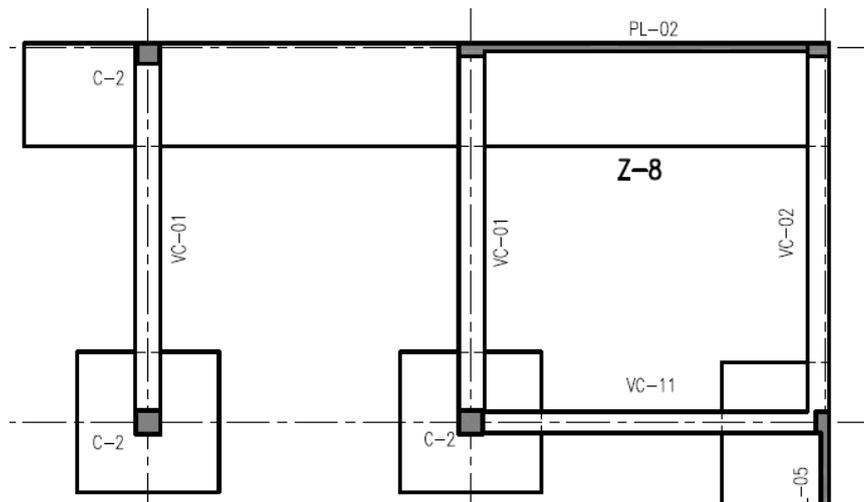
(Ver plano E-03)

3.6.3 Diseño de viga de cimentación:

Las cimentaciones en el perímetro de la estructura son excéntricas, por tanto se tendrán que conectar a las cimentaciones internas mediante vigas de cimentación. Estas vigas llevarán grandes momentos flectores, por lo que los peraltes estarán en el orden de 1m.

El diseño de estas vigas seguirá las pautas que nos indica el RNE, norma E.060 artículos 10.7 y 11.8.

Se seguirá analizando la misma cimentación Z-8, específicamente la viga VC-01.



Acero por flexión:

Hallamos el acero mínimo por flexión se puede hallar con:

$$\frac{0.7 * \sqrt{f_c} * b * d^2}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 40 * 150^2}{210} = 4200$$

Para nuestras vigas de 40x160 (con peralte efectivo d=150cm):

$$\frac{0.7 * \sqrt{210} * 40 * 150}{210} = 14.49$$

Con lo que correremos 4Φ1" arriba y 3Φ1" abajo de la viga (con 3Φ1" cumplimos con el acero mínimo, se decidió correr 4 fierros arriba por la sollicitación por flexión).

El acero máximo lo hallaremos con el 75% del acero balanceado (Asb):

Ya que es acero balanceado, el valor de "c" del bloque de compresiones es:

$$\frac{0.003 * f_c}{0.0051} = 88.24 \quad c = 88.24 * d = 75$$

Haciendo sumatoria de fuerzas en X-X:

$$4200 \cdot A_{sb} = b \cdot a \cdot 0.85 \cdot f'_c, \text{ entonces } A_{sb} = 127.50 \text{ cm}^2$$

Con lo que $A_{s \text{ max}} = 0.75 \cdot A_{sb} = 95.63 \text{ cm}^2$

Para el diseño por flexión usaré las mismas ecuaciones que utilicé para el diseño por flexión de los aligerados. Obviamente cambiarán los datos.

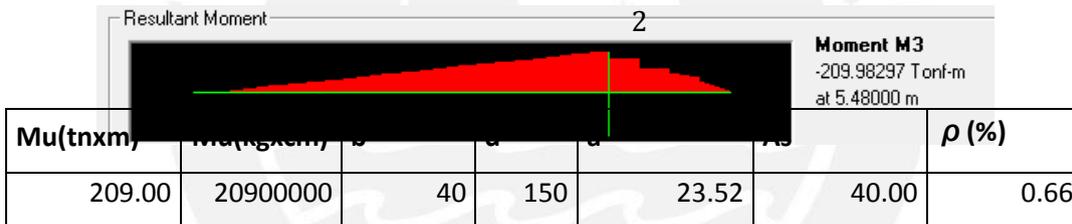
$$\phi A_s = \phi \left[0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{b \cdot a}{2} \right) \right] \quad (\text{Ec-3})$$

De la ecuación 3 obtenemos las raíces de "a":

$$a = \frac{2 \phi A_s}{\phi \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y}} \quad (\text{Ec-4})$$

Remplazando la Ecuación 2 en la Ecuación 4:

$$\phi A_s = \phi \left[0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{b \cdot a}{2} \right) \right]$$



Para cumplir con el requerimiento de acero necesitaremos 4Φ1" adicionalmente.

El corte de acero se realizará de la misma manera que para las vigas diseñadas anteriormente.

Acero por corte

Para hallar el cálculo del acero por corte en las vigas de cimentación primero se debe saber si es una viga de gran peralte o una viga mayor a 900mm. Para ello debemos ir a la definición de vigas de gran peralte que da el RNE en la norma E.060. artículo 10.7.

10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE

10.7.1 Las vigas de gran peralte son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen:

- (a) luz libre, ℓ_n , igual o menor a cuatro veces el peralte total del elemento, o
- (b) regiones con cargas concentradas a una distancia del apoyo menor a dos veces el peralte de la viga.

Tenemos que $\ell_n=6.7\text{m}$, $H=1.6\text{m}$, entonces $4H=6.4\text{m}$.

Por lo tanto $\ell_n > 4H$. Esta entonces será una viga mayor a 900mm. Para ello utilizaremos el artículo 9.9.6 del reglamento.

Acero por corte horizontal

9.9.6 Si el peralte h de una viga o nervadura excede de 900 mm, se deberá colocar armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, en una distancia $0,5 h$ cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura superficial no excederá del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 (250 / f_s) - 2,5 C_c \tag{9-20}$$

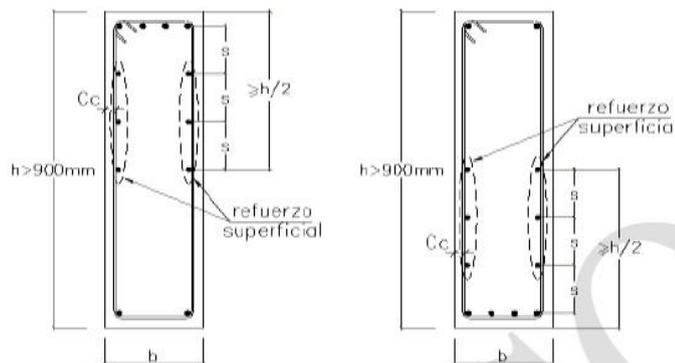
$$s \leq 300 (250 / f_s) \tag{9-21}$$

donde C_c es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y f_s es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con 9-19.

donde f_s es el esfuerzo en el acero, en MPa, el cual puede estimarse sobre la base del momento flector en condiciones de servicio M_s , mediante:

$$f_s = \frac{M_s}{(0,9 d A_s)} \tag{9-19}$$

El refuerzo superficial se puede incluir en el cálculo de la resistencia a flexión de la sección únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.



zona en flexión negativa zona en flexión positiva

Fig. 9.9.6 Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 900 mm

Entonces:

- $Cc=4\text{cm}$
- $M_s=13 \cdot 10^6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
- $A_s \text{ colocado}=40.8 \text{ cm}^2$
- $f_s= 13 \cdot 10^6 / (0.9 \cdot 150 \cdot 40.8)=2360 \text{ kg/ cm}^2$

El espaciamiento estará dado por:

- $S_1 < 30\text{cm}$
- $S_2 < 380 \cdot (250/2360) - 2.5 \cdot 4 = 30.25\text{cm}$
- $S_3 < 300 \cdot (250/2360) = 31.78 \text{ cm.}$

Por lo que se tomará como espaciamiento máximo 30 cm y la zona de refuerzo será $H/2= 80\text{cm}$.

La norma no especifica qué diámetro de acero se debe colocar repartido longitudinalmente, por lo que se usará **2 Φ 3/8" espaciados a 30cm.**

Acero por corte vertical

Para el acero vertical, se seguirá los pasos antes indicados para las vigas peraltadas.

$V_{ud} = 61 \text{ ton} > \Phi V_c = 39 \text{ ton}$ Por lo tanto se requiere refuerzo por corte.

$$\frac{\Phi V_c}{\Phi} = 25.68$$

Los espaciamientos de los estribos serán:

$$\frac{\Phi}{\Phi} = 63$$

Además tenemos una fuerza V_s límite que nos da un espaciamiento máximo de estribos:

Si: $V_s < V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/2$ ó 60cm

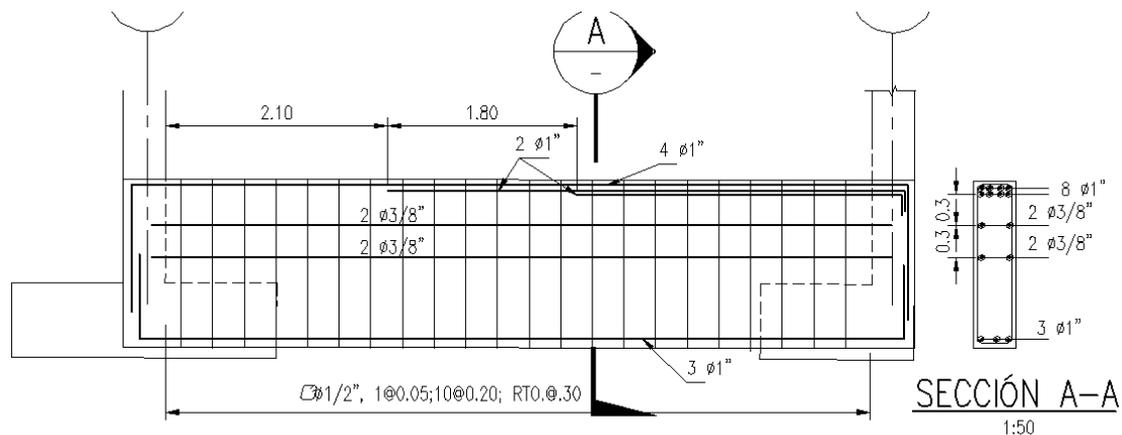
Si: $V_s > V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/4$ ó 30cm .

Y la fuerza V_s límite se calcula como: _____

$$\Phi V_s = 1.1 \cdot \sqrt{\dots} = 95.64$$

Para nuestro caso $V_s < V_{s \text{ lim}}$, por lo que nuestro espaciamiento máximo será $150/2 = 75 \text{ cm}$ o 60 cm .

Por tanto se debería usar estribos de $\Phi 1/2''$ espaciados a 60cm. Por cuestiones de confinamiento se usará la siguiente distribución de estribos: 1@0.05, 10@0.20, resto @0.30 a ambos extremos. Como vemos no llegamos a usar los 60cm de espaciamiento que se calculó inicialmente, se prefirió usar una distribución más conservadora.



(Ver plano E-03)

4.- Comentarios y conclusiones

4.1.- Estructuración y predimensionamiento

- Las dimensiones asumidas inicialmente para los elementos estructurales nos dieron valores muy cercanos a lo definitivo.
- Inicialmente para las columnas se pensó en tomar una sección mayor para los dos primeros pisos y reducirla en los dos pisos siguientes. Al momento de analizar la flexión de las columnas, estas presentaban distribución de acero longitudinal mayor para los pisos de arriba que para los de abajo. Por ello se decidió uniformizar las secciones de las columnas para los cuatro pisos.
- En el caso de las losas aligeradas, se asumió inicialmente algunos paños con peralte de 20cm y otros con 25cm. Luego de analizar la flexión y corte de los paños, se decidió uniformizar todos los paños con un peralte de 25cm para aprovechar la continuidad entre ellos.
- La cantidad de placas, espesor y longitud de ellas se fueron iterando en el modelo de tal manera de cumplir con los requerimientos sísmicos de control de derivas y torsión.

4.2.- Análisis sísmico

- Las derivas obtenidas en ambas direcciones están por debajo de lo que indica la Norma.
- Inicialmente se asumió que el sistema estructural en ambas direcciones sería Dual Tipo 1, lo cual se comprobó con los resultados obtenidos ya que la cortante tomada por las placas está entre 60%-80% de la cortante basal.
- Con la distribución de placas propuesta, se controló la torsión en planta.
- De haberse reducido la longitud de las placas para que las derivas sean menores, los pórticos hubieran tomado mayor fuerza cortante y la estructura hubiera sido Dual Tipo 2.

4.3.- Diseño de elementos estructurales

- Las placas de concreto armado presentan en sus núcleos grandes concentraciones de acero debido a los grandes momentos flectores que toman las placas por sismo en sus respectivas direcciones.
- Debido a la excentricidad de las placas y columnas en todo el perímetro se tuvo que conectar las zapatas exteriores con las interiores mediante vigas de cimentación. Estas vigas de cimentación son de peralte iguales o mayores a 90 cm.
- No todas las vigas de peraltes mayores a 90cm se pueden considerar de "gran peralte". Ello se debe considerar según el artículo 9.9.6 de la E.060 del RNE.
- Se consideró a todas las vigas como vigas sísmicas por lo que se siguió la exigencia de diseño para éstas.
- El diseño por capacidad predominó en el diseño de vigas, placas y columnas.
- En el caso de las placas la cortante por capacidad se daba para los dos primeros pisos, por lo que el acero en los dos pisos superiores disminuía drásticamente. Se decidió colocar más acero de lo que exigía el diseño para asegurar la continuidad de transmisión de esfuerzos en los núcleos de las placas.
- El fierro en los extremos de las vigas en algunos casos debía anclar en columnas de 30x30, por lo que se decidió usar para las vigas acero corrido de 1/2" para asegurar un buen anclaje.

5.- Bibliografía

- REGLAMENTO NACIONAL DEL EDIFICACIONES 2009.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318S-11: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, Farmington Hills, Michigan 2011.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE Standard ASCE / SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 2010.
- BLANCO BLASCO, ANTONIO. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima, 1996-1997.
- OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO. Apuntes del curso Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 12va.ed.,2011.
- HARMSSEN, TEODORO. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 3ra.ed., 2002.
- MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO. Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2011.

