

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO DE DOCE
PISOS EN BASE A MUROS DELGADOS DE
CONCRETO ARMADO

TRABAJO DE TESIS
PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR LA BACHILLER:
ANGELA MARÍA APARCANA RIVERA

2007
LIMA - PERÚ

RESUMEN

La presente tesis trata del análisis y diseño de una edificación para vivienda económica de 12 pisos ubicada en el distrito de La Victoria, conformada por muros delgados de concreto armado que además de cumplir la función de dividir ambientes serán muros portantes. Los muros de concreto podrán ir disminuyendo de espesor a lo largo de su altura, el espesor de los muros podrá disminuirse hasta 10 cm donde ya no será posible confinar los extremos, teniendo acero vertical alineado en una sola hilera. Cuando una edificación posee muros de 10 cm de espesor es denominada Edificio con Muros de Ductilidad Limitada, en este sistema estructural no se puede desarrollar desplazamientos inelásticos importantes y debe cumplirse con lo especificado en la Norma para este tipo de estructura.

El predimensionamiento de los muros, se ha efectuado aplicando la fórmula de la Norma de Concreto E-060 que toma en cuenta la acción de la carga vertical y la esbeltez del muro. Posteriormente se examina si por efectos sísmicos se requiere un espesor mayor.

El edificio es analizado con el programa SAP 2000, modelando la estructura haciendo uso de elementos frame, siendo este un modelo seudo tridimensional de pórticos planos se debe considerar la presencia de los muros perpendiculares tomando longitudes de aletas contribuyentes. Las vigas chatas son consideradas en el modelo puesto que rigidizan la estructura, por lo tanto ayudan a reducir los desplazamientos laterales.

Por la presencia del estrechamiento que se observa en planta, en el análisis preliminar se realiza dos modelos: uno tomando un solo diafragma rígido por piso, y un segundo modelo donde se toma dos diafragmas rígidos por piso correspondientes al bloque posterior y al bloque anterior, para así tomar los resultados más desfavorables. Además, al presentarse dicho estrechamiento en la losa, es importante conocer las fuerzas y momentos que ésta recibe. La losa maciza que une a los dos bloques de la edificación es modelada con un elemento frame de 20 cm de peralte.

La distorsión de entrepiso debe ser menor o igual a la máxima permitida por la norma la correspondiente a muros de ductilidad limitada $\Delta_i / h_{ei} \leq 0.005$. Luego se realiza el correspondiente diseño a las losas, parapetos, vigas, muros y cimentación.



Dedicado a mis padres y a mi hermana,
por el cariño y apoyo que siempre me han
brindado.

ÍNDICE

1.- GENERALIDADES	pág. 1
2.- PREDIMENSIONAMIENTO	pág. 2
2.1.- Predimensionamiento de Losas	
2.2.- Predimensionamiento de Muros	
3.- ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR	pág. 6
3.1.- Masas, Momentos de Inercia y centros de gravedad	
3.2.- Casos de excentricidad accidental para el análisis sísmico	
3.3.- Características de los materiales	
3.4.- Modelo 1: Considerando un solo diafragma rígido por nivel	
3.4.1.- Análisis Modal	
3.4.2.- Fuerza cortante en la base	
3.4.3.- Análisis Dinámico	
3.4.4.- Desplazamientos	
3.4.5.- Factores de Corrección	
3.5.- Modelo 2: Considerando dos diafragmas rígidos por nivel	
3.5.1.- Análisis Modal	
3.5.2.- Desplazamientos	
3.5.3.- Fuerza Cortante en la Base	
4.- ANÁLISIS SÍSMICO DEFINITIVO	pág. 23
4.1.- Metrado de Cargas	
4.2.- Análisis Modal	
4.3.- Fuerza Cortante en la Base	
4.4.- Análisis Dinámico	
4.5.- Desplazamientos	
4.6.- Factores de Corrección	
5.- ANÁLISIS DE FUERZAS EN LOSA FLEXIBLE	pág. 30

6.- DISEÑO DE LOSAS

pág. 33

6.1.- Diseño de Losas Aligeradas

6.1.1.- Metrado de Cargas del Aligerado

6.1.2.- Diseño por Flexión

6.1.3.- Diseño por Corte

6.1.4.- Refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión

6.1.5.- Corte del Acero

6.2.- Diseño de Losas Macizas

6.2.1.- Metrado de la losa maciza

6.2.2.- Acero Mínimo

6.2.3.- Análisis y Diseño por Flexión y Corte debido a Cargas de Gravedad

6.2.4.- Diseño por Flexión biaxial y Corte debido a Solicitaciones Sísmicas

7.- DISEÑO DE PARAPETOS

pág. 48

7.1.- Diseño por Fuerza Cortante

7.2.- Diseño por Momento Flector

7.3.- Acero Mínimo

8.- DISEÑO DE VIGAS

pág. 50

8.1.- Diseño por Flexión y Corte

8.2.- Control de Fisuración

9.- DISEÑO DE MUROS

pág. 53

9.1.- Diseño por Flexocompresión

9.2.- Diseño por Corte y Corte por fricción

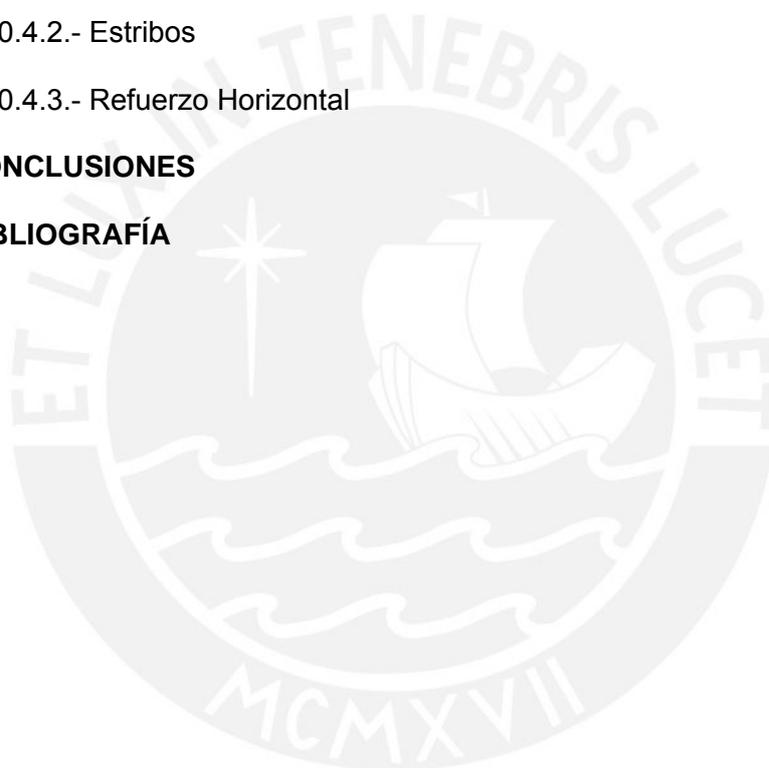
9.3.- Requisitos para muros con espesores de 10 cm

9.4.- Confinamiento de Extremos

9.5.- Dirección Y: Ejemplo de diseño Muro Y19

9.6.- Dirección X: Ejemplo de diseño Muro X24

10.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	pág. 75
10.1.- Predimensionamiento	
10.2.- Análisis por Sismo y Carga axial	
10.3.- Diseño por Flexión y Corte de Cimientos Corridos	
10.3.1.- Diseño por Corte	
10.3.2.- Diseño por Flexión	
10.4.- Diseño de Vigas en zona de parapetos	
10.4.1.- Diseño por flexión	
10.4.2.- Estribos	
10.4.3.- Refuerzo Horizontal	
11.- CONCLUSIONES	pág. 82
12.- BIBLIOGRAFÍA	pág. 87

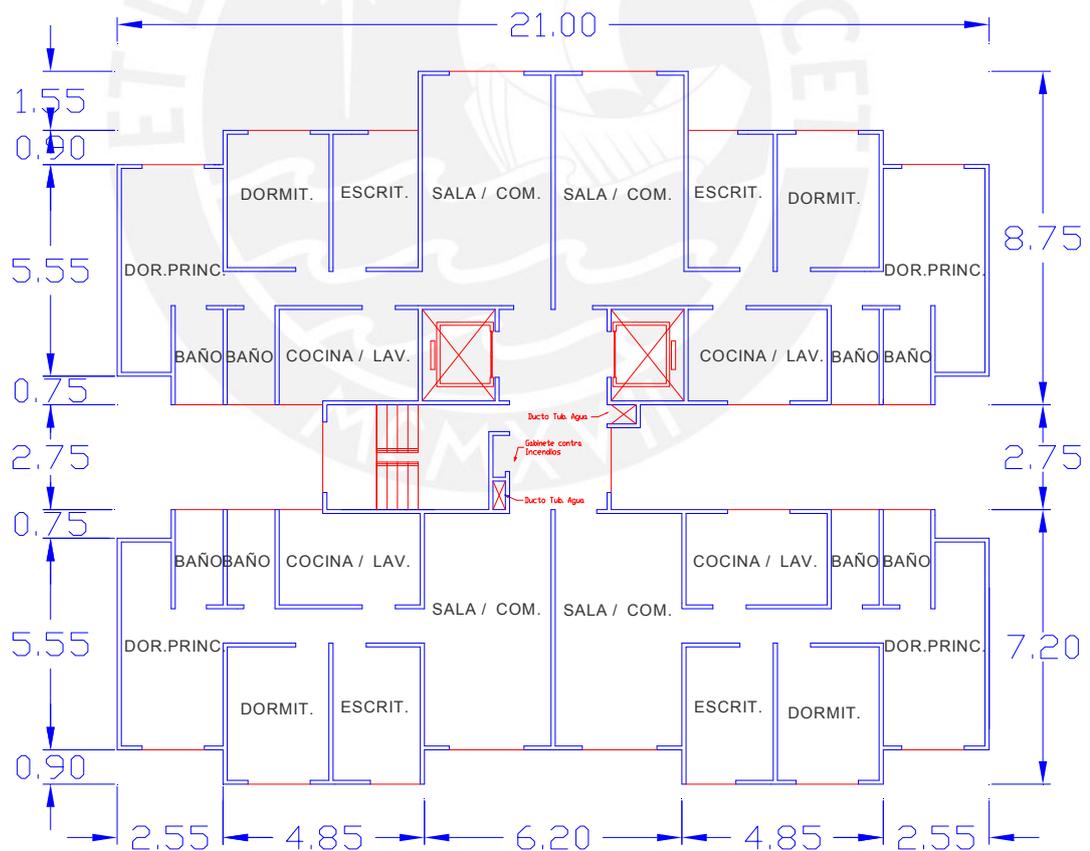


1.- GENERALIDADES

La presente tesis trata del cálculo de una edificación para vivienda económica de 12 pisos, conformada por muros delgados de concreto armado. Los muros cumplirán la función de separar ambientes y de ser muros portantes.

El espesor de los muros se podrá reducir hasta un espesor de 10 cm, en este espesor ya no será posible tener extremos confinados, y el acero vertical se alineará en una sola hilera. Cuando una edificación posee muros de 10 cm de espesor es denominada Edificio con Muros de Ductilidad Limitada, en este sistema estructural no se puede desarrollar desplazamientos inelásticos importantes y debe cumplirse con lo especificado en la Norma para este tipo de estructura.

Dicho inmueble se encuentra ubicado en el distrito de La Victoria, cuyo terreno tiene una capacidad admisible a 1.5 m de profundidad de 4 kg/cm². Los estacionamientos serán perimetrales.



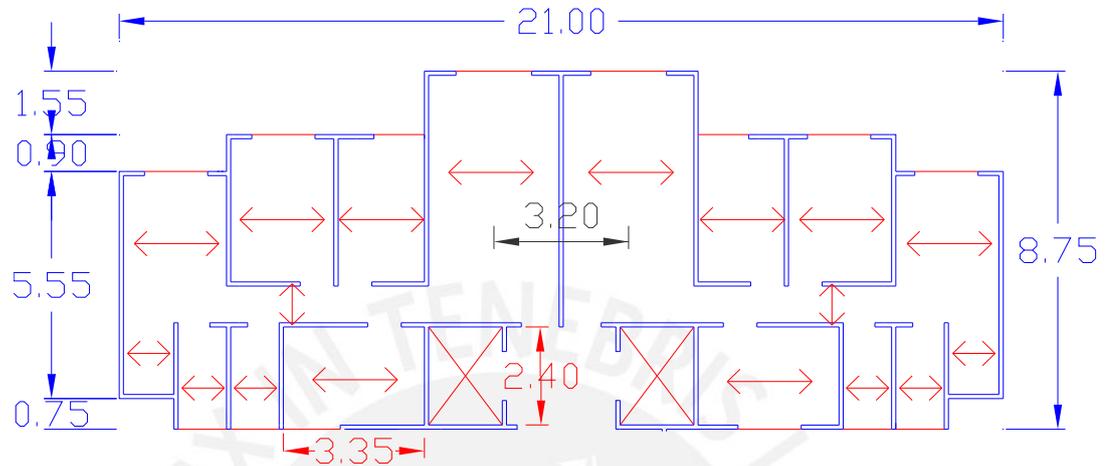
PLANTA PISO TÍPICO

EJES: Eje X: paralelo a la dimensión igual a 21 m.
Eje Y: paralelo a la dimensión igual a 18,7 m.

2.- PREDIMENSIONAMIENTO

2.1.- Predimensionamiento de Losas

Losa aligerada:



Losa aligerada armada en una dirección:

L máximo = 3.35 m en el ambiente Cocina-Lavandería

Peralte = $L / 25 = 335 / 25 = 13.4$ cm.

Finalmente elijo una losa aligerada de 17 cm. de peralte

2.2.- Predimensionamiento de Muros

El predimensionamiento se efectúa de acuerdo a consideraciones de cargas de gravedad. Luego se toman en cuenta consideraciones sísmicas, las que se verán en el siguiente apartado.

Para predimensionar por carga vertical y esbeltez, se hace empleo de la fórmula empírica para muros sometidos a carga vertical como indica la Norma de Concreto E-060.

La Norma Peruana y el ACI indican que un muro de carga debe ser verificado en base a su esbeltez para poder limitar la carga máxima a aplicar. Un muro de determinada esbeltez podrá soportar más carga que un muro más esbelto.

La resistencia a carga vertical se determina con la siguiente expresión:

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \Phi f'c A_g \left[1 - \left(\frac{K l_c}{32 t} \right)^2 \right]$$

donde :

$$\Phi = 0.7$$

l_c : distancia vertical entre apoyos

K : factor de restricción

El muro más desfavorable es el muro central en Y, cuyos datos son:

$f'c$: resistencia característica del concreto = 210 kg / cm²

b : ancho tributario = 1 m

t : espesor del muro = 0.1 m

$$K = 1.0$$

$$l_c = 2.40 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 2.45 \text{ m}$$

$$l_t : \text{longitud tributaria} = 3.20 \text{ m} - 0.10 \text{ m} = 3.1 \text{ m}$$

Aligerado $t = 17 \text{ cm}$: 280 kg/m²

Evalúo las cargas por metro de longitud en el muro más cargado, éste sería el muro central que se encuentra dispuesto a lo largo del eje Y.

Metrado:

Carga Muerta:

$$\text{Peso del muro} \quad 2.40 \text{ ton/m}^3 \times 2.62 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} = 0.629 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de losa} \quad 0.28 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} \times 3.10 \text{ m} = 0.868 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del piso terminado} \quad 0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} \times 3.10 \text{ m} = 0.310 \text{ ton}$$

$$\text{Total} \quad = 1.807 \text{ ton}$$

Carga Viva:

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} \quad & 0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m} \times 3.10 \text{ m} \\ & = 0.620 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_u = 1.5 \times 1.807 + 1.8 \times 0.620 = 2.711 + 1.116 = 3.827 \text{ ton} \quad (\text{para un piso})$$

$$\frac{K_{lc}}{32t} = \frac{245}{32 \times 10} = 0.766$$

$$\phi P_{nw} = 0.7 \times 0.55 \times 210 \times (10 \times 100) [1 - (0.77)^2]$$

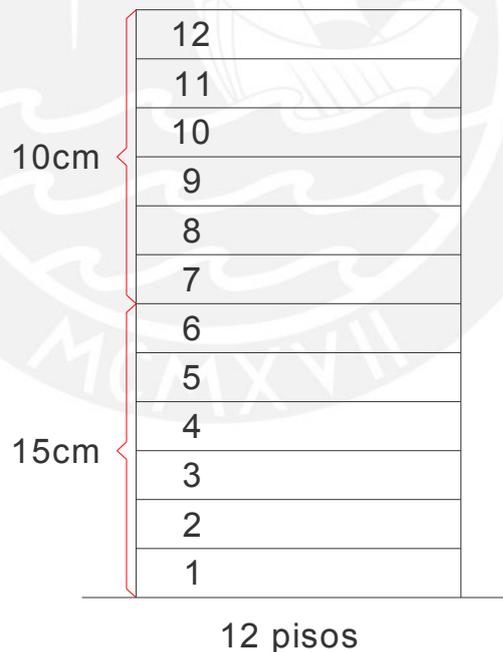
$$\phi P_{nw} = 33411 \text{ kg} = 33.4 \text{ ton}$$

Número de pisos que puedo tener con 10 cm : 8 pisos

$$3.827 \text{ ton} \times 8 \text{ pisos} = 30.62 \text{ ton} < \phi P_{nw} \dots \text{ok}$$

La Resolución del MVC del 14 de diciembre del 2004, que hoy forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones, indica que cuando se tenga una edificación de muros de ductilidad limitada de mayor altura, se debe utilizar espesores mayores o iguales a 0.15 m por debajo de los últimos 6 niveles.

Por lo tanto del nivel 1 al 6 tomo muros de 15 cm. de espesor, y del nivel 7 al 12 los tomo de 10 cm.



Verificación de la resistencia a carga vertical en el 1^{er} Piso:

Un muro de 15 cm recibe:

$$1.5 \times (0.943 + 1.159) + 1.8 \times 0.610 = 3.153 + 1.098 = 4.251 \text{ ton}$$

$$\text{Pu actuante en el 1}^{\text{er}} \text{ Piso: } 6 \text{ pisos de muro de 10 cm} = 3.827 \times 6 = 22.962 \text{ ton}$$

$$6 \text{ pisos de muro de 15 cm} = 4.251 \times 6 = 25.506 \text{ ton}$$

$$\text{Pu} = 48.5 \text{ ton}$$

Para el 1^{er} Piso la altura libre del muro es tomada desde la parte superior de la zapata, es decir, $k_{lc} = 2.45 + 0.50 = 2.95\text{m}$.

$$\frac{K_{lc}}{32t} = \frac{295}{32 \times 15} = 0.615$$

$$\varphi P_{nw} = 0.7 \times 0.55 \times 210 \times (15 \times 100) [1 - (0.615)^2]$$

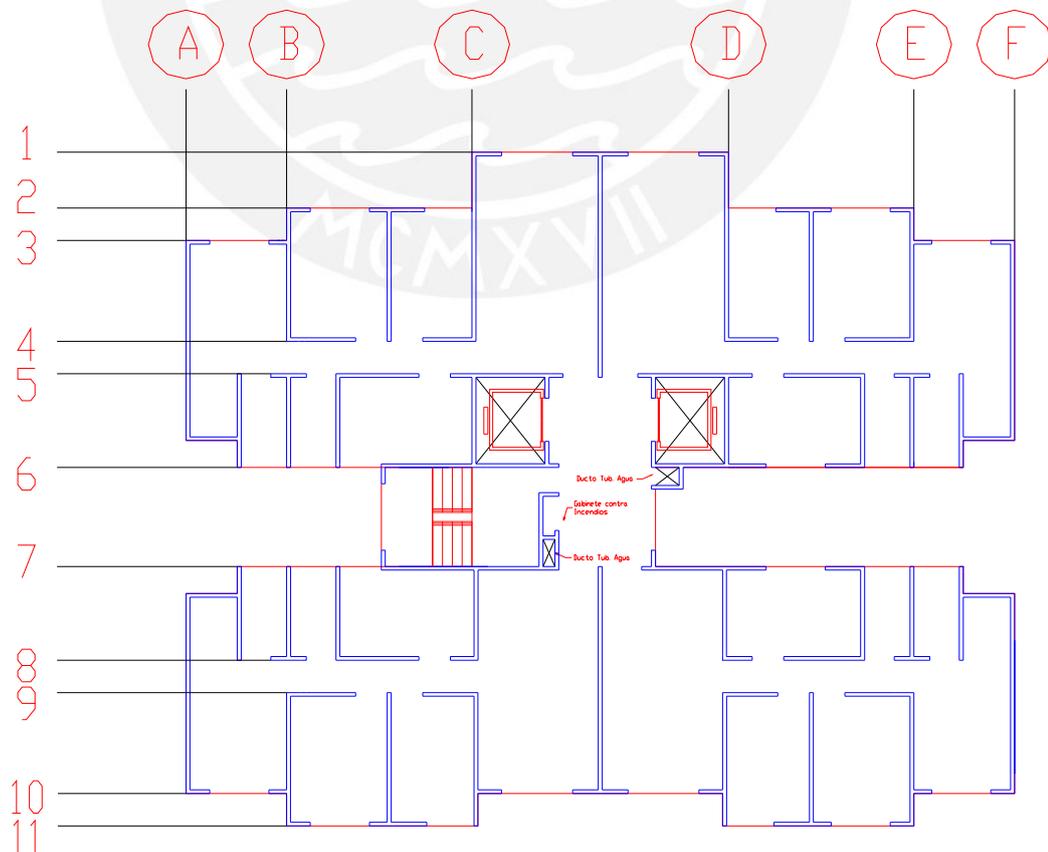
$$\varphi P_{nw} = 75500 \text{ kg} = 75.5 \text{ ton} > P_u \text{ actuante} \dots \text{ok}$$

Por lo tanto del nivel 1 al 6 tomo muros de 15 cm. de espesor, y del nivel 7 al 12 los tomo de 10 cm.

ESPEORES DE MUROS:

Muros en Y: Del nivel 1 al 6: 15 cm (Muros Estructurales)
 Del nivel 7 al 12: 10 cm (Muros de Ductilidad Limitada)

Muros en X: Del nivel 1 al 6: 15 cm (Muros Estructurales)
 Del nivel 7 al 12: 10 cm (Muros de Ductilidad Limitada)
 Los muros del eje 6 tendrán 15 cm de espesor desde el nivel 1 al 12 debido a la presencia de la caja de la escalera y la caja del ascensor.



3.- ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR

Para el análisis del edificio se hará uso del programa SAP.

Los muros serán modelados con elementos frame tomando en cuenta la presencia de los muros perpendiculares, considerando una aleta contribuyente en cada lado del alma con una longitud igual al 10% de la altura total del muro (10% de 32 m) o la mitad de la longitud al muro adyacente paralelo, la que sea menor.

El edificio presenta un estrechamiento en planta, es necesario tomar los resultados más desfavorables, por lo tanto realizo dos modelos:

Modelo 1: Análisis de la estructura tomando un solo diafragma rígido por piso.

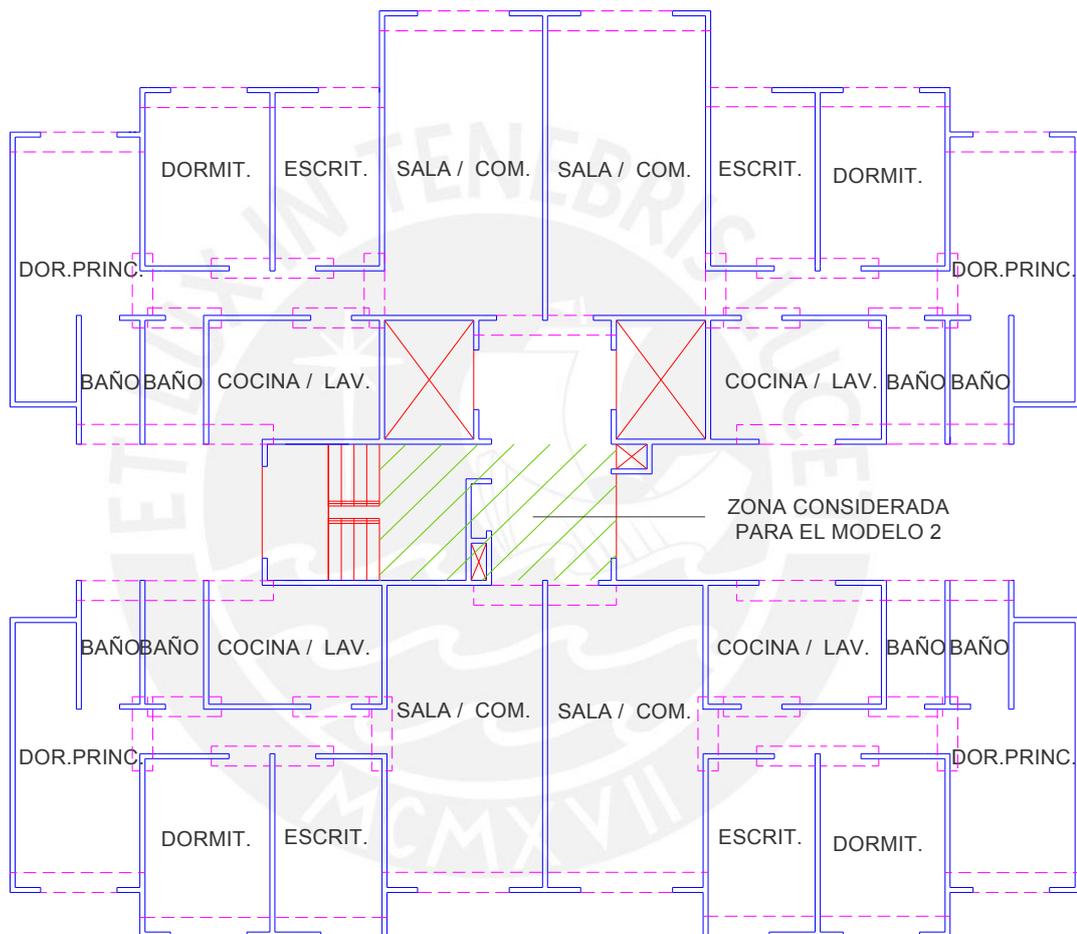
Modelo 2: La losa maciza que une a los dos bloques de la edificación será modelada con un elemento frame de 20 cm de peralte, donde se tendrá dos diafragmas rígidos por piso correspondientes al bloque posterior y al bloque anterior. La zona del estrechamiento es modelada con un elemento frame unido en cada uno de sus extremos a los centros de masa del bloque anterior y del posterior, asignando brazos rígidos desde los centros de masa hasta el borde del respectivo diafragma rígido. A su vez, al presentarse el estrechamiento en la losa es importante conocer las fuerzas y momentos que recibe.

Cada uno de los diafragmas contará con tres grados de libertad: dos de traslación y uno de rotación.

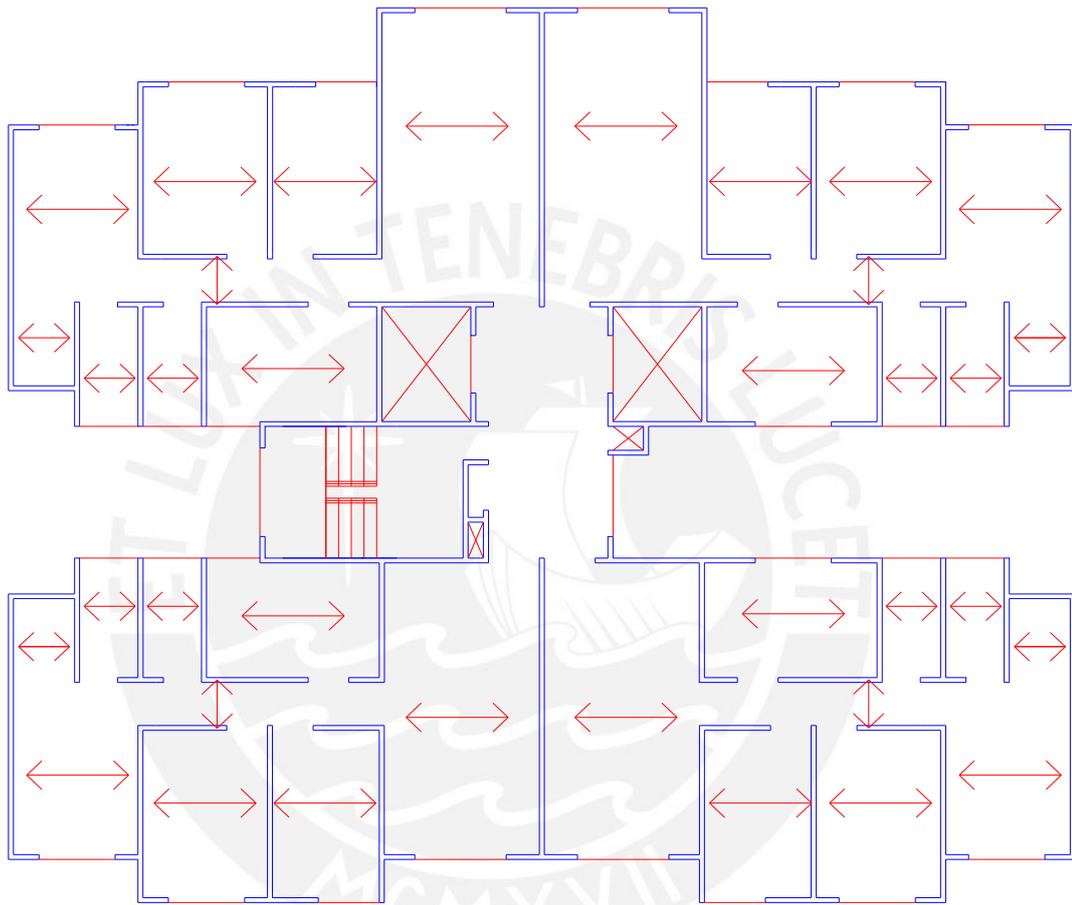
Cuando los muros son de 15 cm de espesor se va a poder usar núcleos confinados por lo tanto el coeficiente de reducción R será igual a 6, la edificación es irregular en planta, por lo tanto tomo $R = 0.75 \times 6 = 4.5$.

Como en los últimos pisos se tiene muros de 10 cm se debería haber usado $R = 0.75 \times 4 = 3$, como se ha utilizado $R = 4.5$, al momento de diseñar los muros de 10 cm se deberá amplificar las fuerzas y momentos sísmicos por $4.5 / 3 = 1.5$.

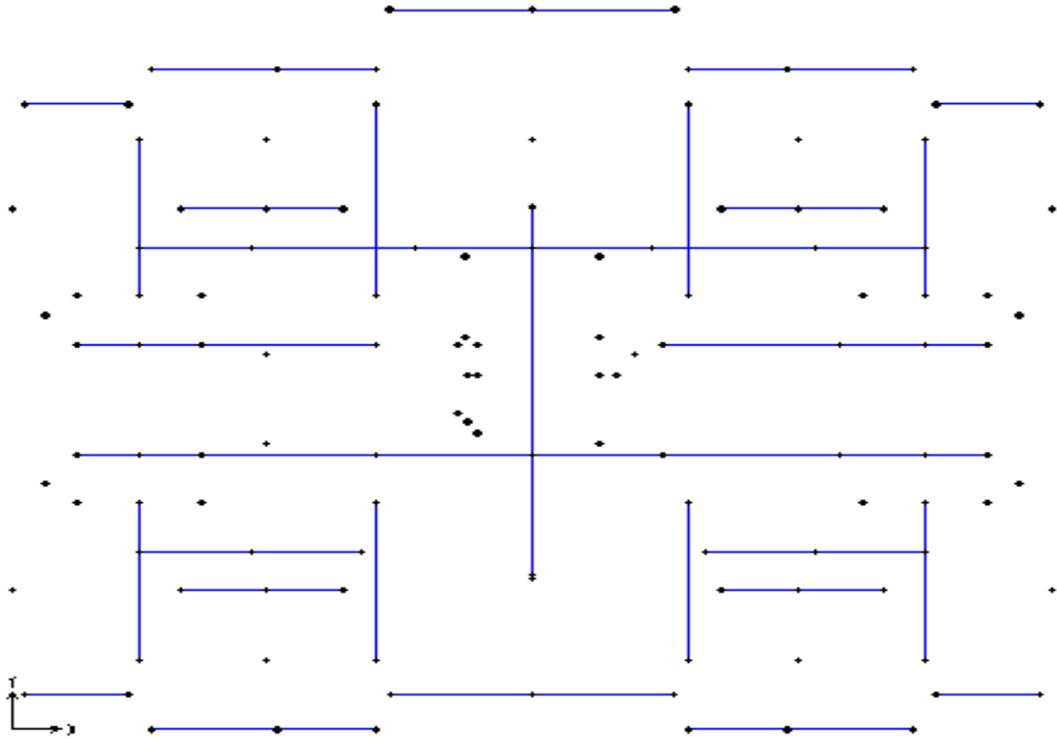
Las vigas chatas tendrán una base igual a 40 cm y un peralte de 17 cm ó 20 cm. Dichas vigas son consideradas en el modelo puesto que rigidizan la estructura, por lo tanto ayudan a reducir los desplazamientos laterales. En la siguiente figura se muestra las vigas chatas.



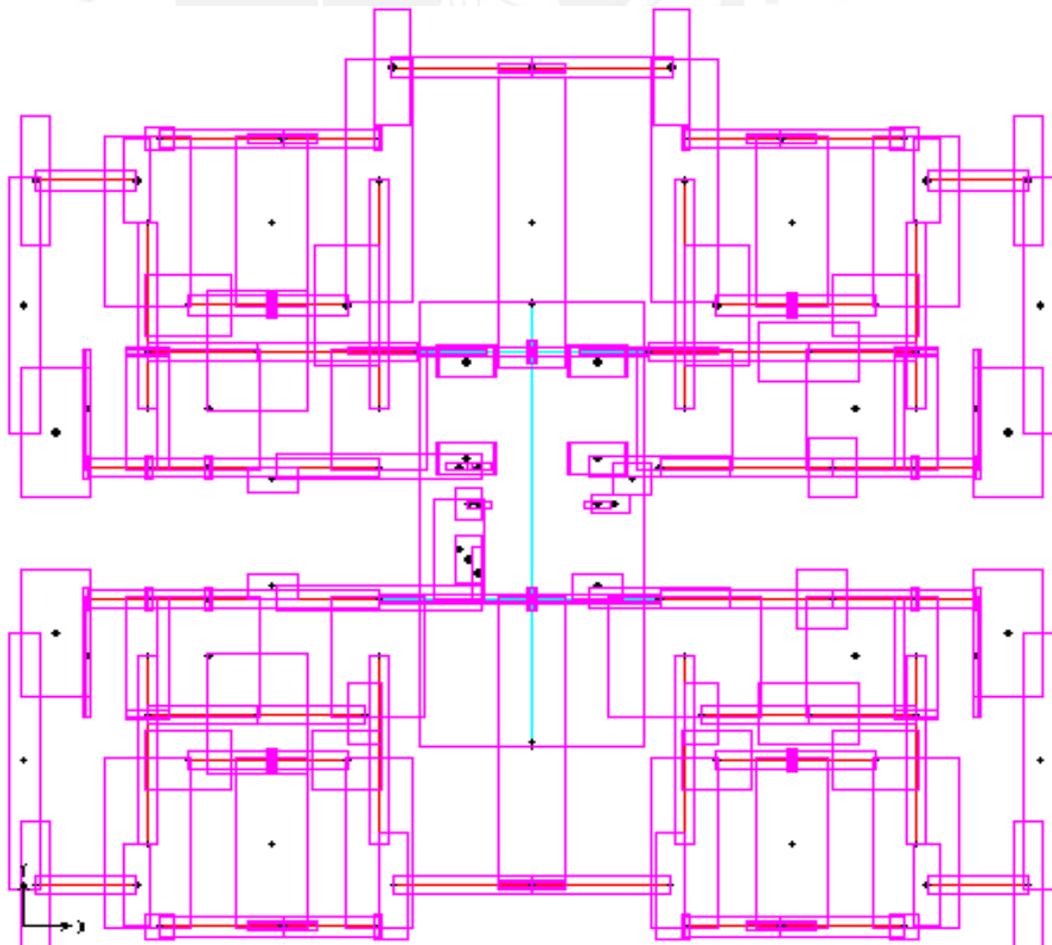
PLANTA PISO TÍPICO

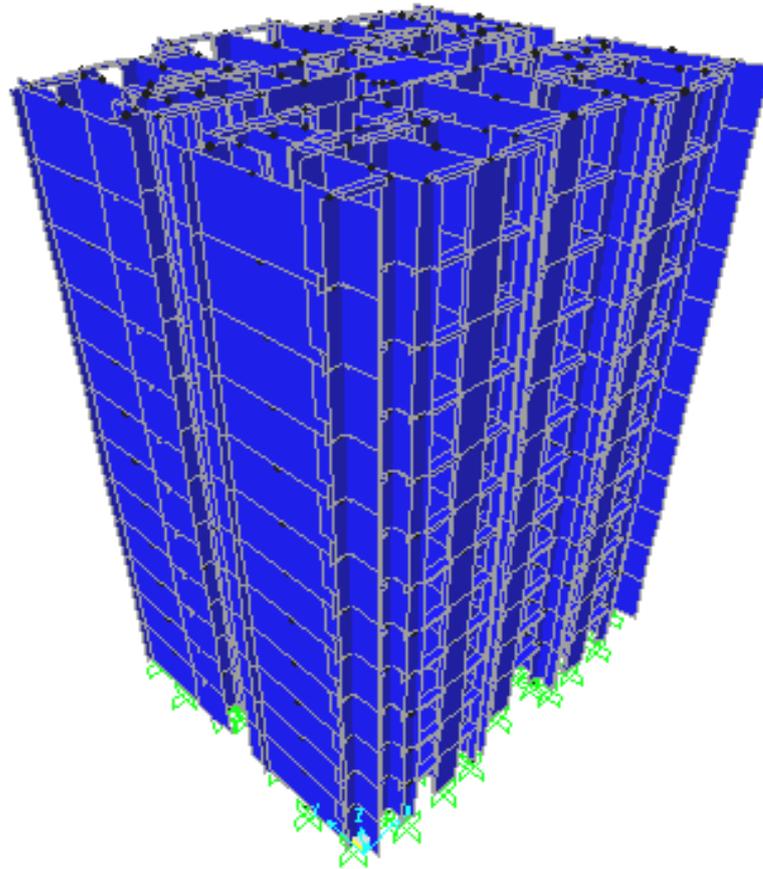


DIRECCIÓN DEL ARMADO

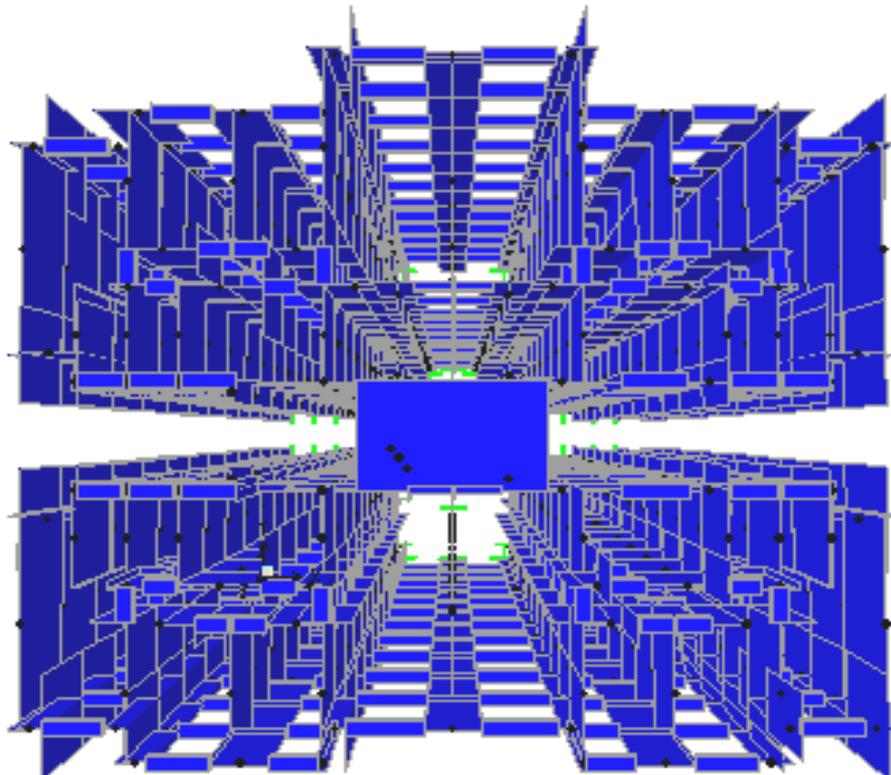


PLANTA DEL EDIFICIO EN EL PROGRAMA SAP





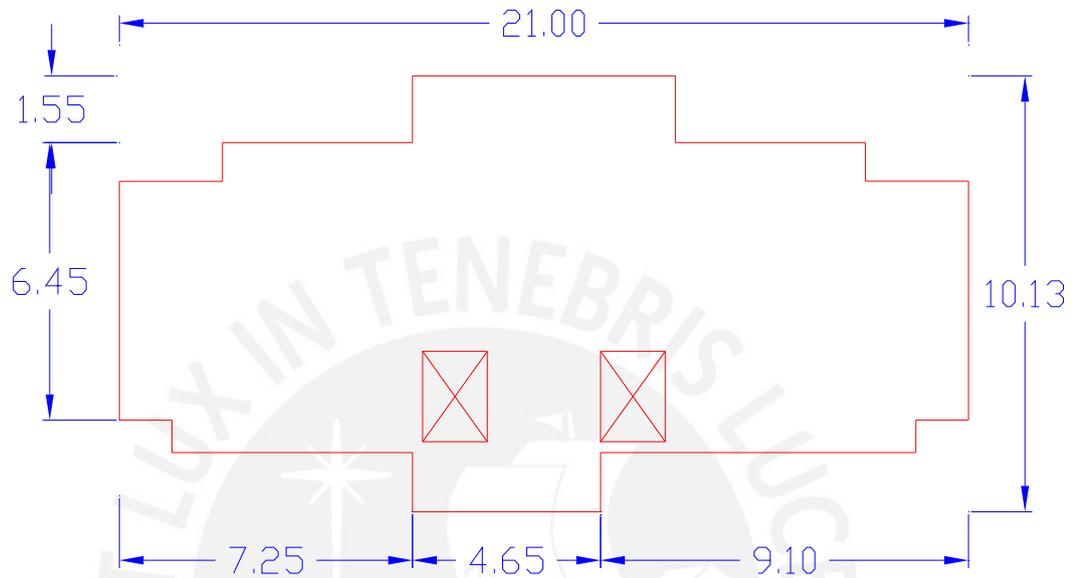
VISTAS 3D



3.1.- Masas, Momentos de Inercia y centros de gravedad

Asigno las masas y momentos de inercia para cada bloque puesto que para el Modelo 2 tendré que separar los bloques en dos diafragmas rígidos diferentes:

Bloque posterior



BLOQUE POSTERIOR

Para las consideraciones geométricas tomo hasta la mitad de la losa donde se presenta el estrechamiento.

$$\text{Área} = 154.41 \text{ m}^2$$

$$I_x = 858.49 \text{ m}^4$$

$$I_y = 4993 \text{ m}^4$$

Centroide a 5m del borde posterior y ubicado en el eje de simetría paralelo al eje Y.

$$X_c = 10.45 \text{ m}$$

$$Y_c = 18.7 - 5 = 13.7 \text{ m}$$

Excentricidades accidentales para el análisis sísmico definitivo:

$$e_{\text{sismo } Y} = 0.05 \times 21\text{m} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{\text{sismo } X} = 0.05 \times 10.125 \text{ m} = 0.51 \text{ m}$$

Piso típico:

$$\text{Masa} = \frac{1 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times 154.41 \text{ m}^2 = 15.74 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

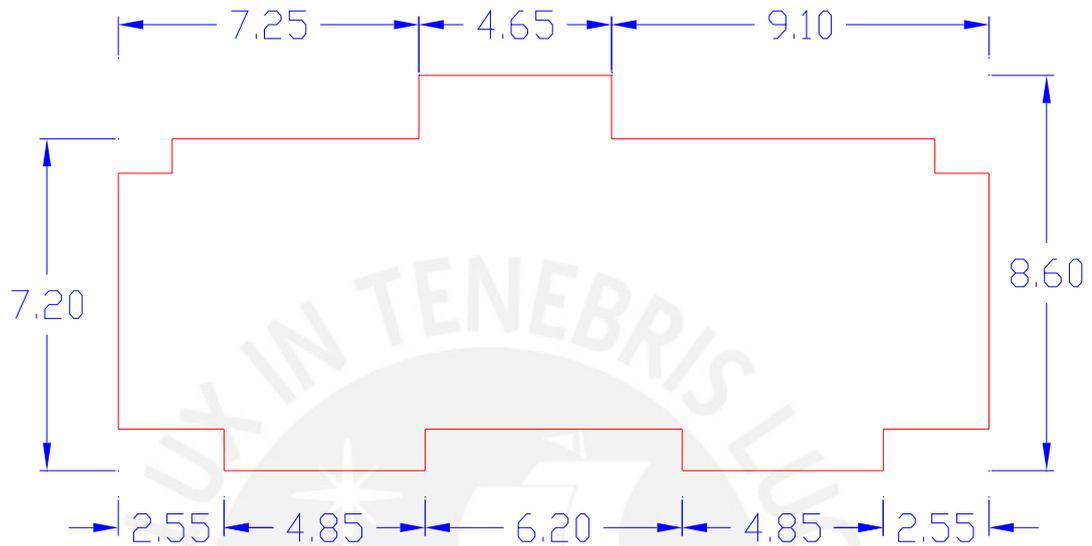
$$\text{Inercia rotacional} = \frac{1 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times (858.49 + 4993) \text{ m}^4 = 596.48 \text{ ton-m-s}^2$$

Azotea:

$$\text{Masa} = \frac{0.8 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times 154.41 \text{ m}^2 = 12.59 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$\text{Inercia rotacional} = \frac{0.8 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times (858.49 + 4993) \text{ m}^4 = 477.19 \text{ ton-m-s}^2$$

Bloque anterior



BLOQUE ANTERIOR

Para las consideraciones geométricas tomo hasta la mitad de la losa donde se presenta el estrechamiento.

$$\text{Área} = 145.47 \text{ m}^2$$

$$I_x = 630.2 \text{ m}^4$$

$$I_y = 4973.69 \text{ m}^4$$

Centroide a 3.96 m del borde anterior y ubicado en el eje de simetría paralelo al eje Y.

$$X_c = 10.45 \text{ m}$$

$$Y_c = 4 \text{ m}$$

Excentricidades accidentales para el análisis sísmico:

$$e_{\text{sismo } Y} = 0.05 \times 21\text{m} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{\text{sismo } X} = 0.05 \times 8.575 \text{ m} = 0.43 \text{ m}$$

Piso típico:

$$\text{Masa} = \frac{1 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times 145.47 \text{ m}^2 = 14.83 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$\text{Inercia rotacional} = \frac{1 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times (630.2 + 4973.69) \text{ m}^4 = 571.24 \text{ ton-m-s}^2$$

Azotea:

$$\text{Masa} = \frac{0.8 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times 145.47 \text{ m}^2 = 11.86 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$\text{Inercia rotacional} = \frac{0.8 \text{ ton/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \times (630.2 + 4973.69) \text{ m}^4 = 456.99 \text{ ton-m-s}^2$$

Peso de la Edificación:

$$P = 2 \text{ bloques} \times 9.81 \times (11 \text{ pisos} \times 15.8 + 1 \text{ piso} \times 12.6)$$

$$P = 2 \text{ bloques} \times 9.81 \times (173.8 + 12.6)$$

$$P = 2 \text{ bloques} \times 9.81 \times 186.4$$

$$P = 2 \text{ bloques} \times 1829 \text{ ton} = 3657 \text{ ton}$$

3.2.- Casos de excentricidad accidental para el análisis sísmico

Bloque Posterior:

$$\text{Excentricidades: } e_{\text{sismo Y}} = 0.05 \times 21\text{m} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{\text{sismo X}} = 0.05 \times 10.125 \text{ m} = 0.51 \text{ m}$$

Bloque Anterior:

$$\text{Excentricidades: } e_{\text{sismo Y}} = 0.05 \times 21\text{m} = 1.05 \text{ m}$$

$$e_{\text{sismo X}} = 0.05 \times 8.575 \text{ m} = 0.43 \text{ m}$$

Finalmente, para ambos bloques se puede tomar:

$$\text{Excentricidades: } e_{\text{sismo Y}} = 1.1 \text{ m}$$

$$e_{\text{sismo X}} = 0.5 \text{ m}$$

Para el caso de sismo en X se tiene dos casos de excentricidad accidental para desplazamientos:

Caso I.- Con los centros de masa de los bloques posterior y anterior hacia +Y.

Caso II.- Con los centros de masa de los bloques posterior y anterior hacia -Y.

Para el caso de sismo en Y se tiene dos casos de excentricidad accidental para desplazamientos:

Caso I.- Con los centros de masa de los bloques posterior y anterior hacia la derecha.

Caso II.- Con los centros de masa de los bloques posterior y anterior hacia la izquierda.

3.3.- Características de los materiales

Concreto: Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Módulo de elasticidad: $E = 15000 \sqrt{f'c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$
 Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.15$
 Coeficiente de expansión termal: $\alpha_t = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
 Acero: Resistencia a la compresión y tracción: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Módulo de elasticidad: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

3.4.- Modelo 1: Considerando un solo diafragma rígido por nivel

3.4.1.- Análisis Modal

Número de Modos:
 12 pisos x 3 grados de libertad = 36 modos

El programa SAP considera la distribución de masas en la edificación y la rigidez, calculando los periodos en el análisis modal, siendo los fundamentales los que tienen el mayor porcentaje de masa efectiva para cada dirección.

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Output Case	Text	StepType	StepNum	Period	UX	UY
	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
	MODAL	Mode	1	0,792025	0,693417	1,59E-06
	MODAL	Mode	2	0,579384	0,004896	0,00184
	MODAL	Mode	3	0,514271	5,75E-06	0,660949
	MODAL	Mode	4	0,201415	0,161116	3,21E-08
	MODAL	Mode	5	0,123707	0,000121	0,000532
	MODAL	Mode	6	0,108327	2,02E-07	0,193581

Los periodos fundamentales son los siguientes:

$$T_x = 0.79 \text{ s}$$

$$T_y = 0.51 \text{ s}$$

Lo cual es coherente puesto que la edificación tiene mayor densidad de muros en Y que en la dirección X, por lo tanto posee una mayor rigidez en Y.

3.4.2.- Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{Z U S C}{R} \times P$$

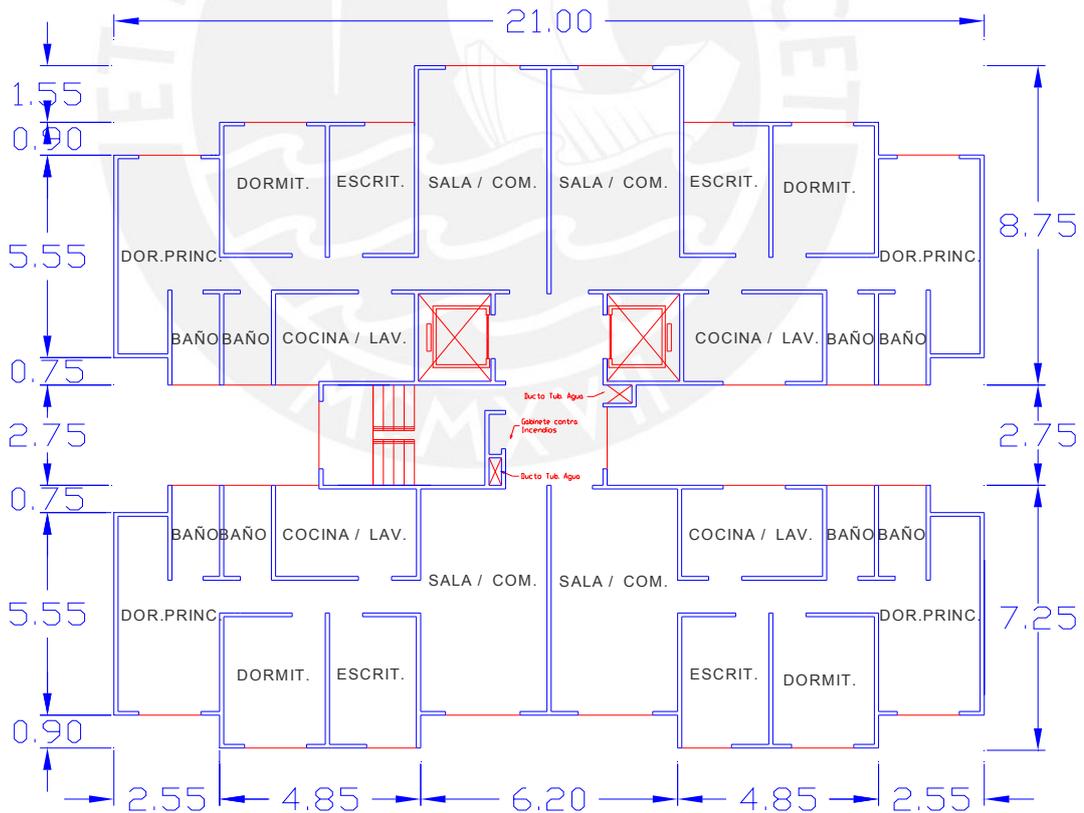
Factor de zona: Departamento de Lima: Zona 3..... Z = 0.4

Factor de uso e importancia: Vivienda, edificación común.....U = 1

Factor de suelo: Roca o suelos muy rígidos, perfil tipo S1.....S = 1

Periodo que define la plataforma del espectro: Roca o suelos muy rígidos, perfil tipo S1.....Tp = 0.4 s

Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas: Muros Estructurales, con irregularidad estructural en planta.....R = $\frac{3}{4} \times 6 = 4.5$



PLANTA PISO TÍPICO

Coeficiente de amplificación sísmica:

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

$$T_x = 0.79 \text{ s}$$

$$T_y = 0.51 \text{ s}$$

$$\text{Sismo en X: } C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.79} = 1.27 \quad C \leq 2.5, \quad C/R = 0.28 \geq 0.125 \dots \text{ok}$$

$$\text{Sismo en Y: } C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.51} = 1.96 \quad C \leq 2.5, \quad C/R = 0.44 \geq 0.125 \dots \text{ok}$$

Fuerza Cortante en la Base:

$$\text{Sismo en X: } V = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 1.27}{4.5} \times 3657 \text{ ton} = 413 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en Y: } V = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 1.96}{4.5} \times 3657 \text{ ton} = 637 \text{ ton}$$

3.4.3.- Análisis Dinámico

Según la Norma Peruana debemos utilizar el siguiente espectro:

$$SA = \frac{ZUSC}{R} g$$

g : aceleración de la gravedad

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

$C/R \geq 0.125$ sólo para el caso de fuerzas, no para desplazamientos

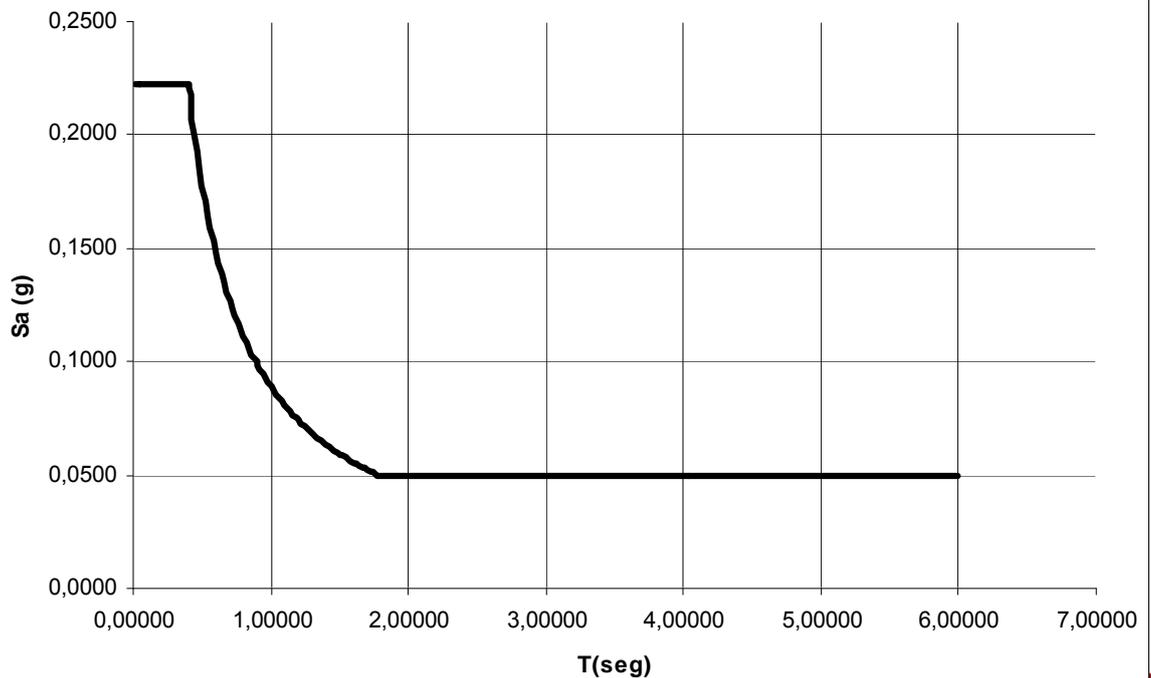
Con los valores anteriormente indicados se calcula la curva Periodo vs. Pseudo Aceleración que estará dada por una fracción de g .

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

PERIODO VS. SEUDO ACELERACIÓN

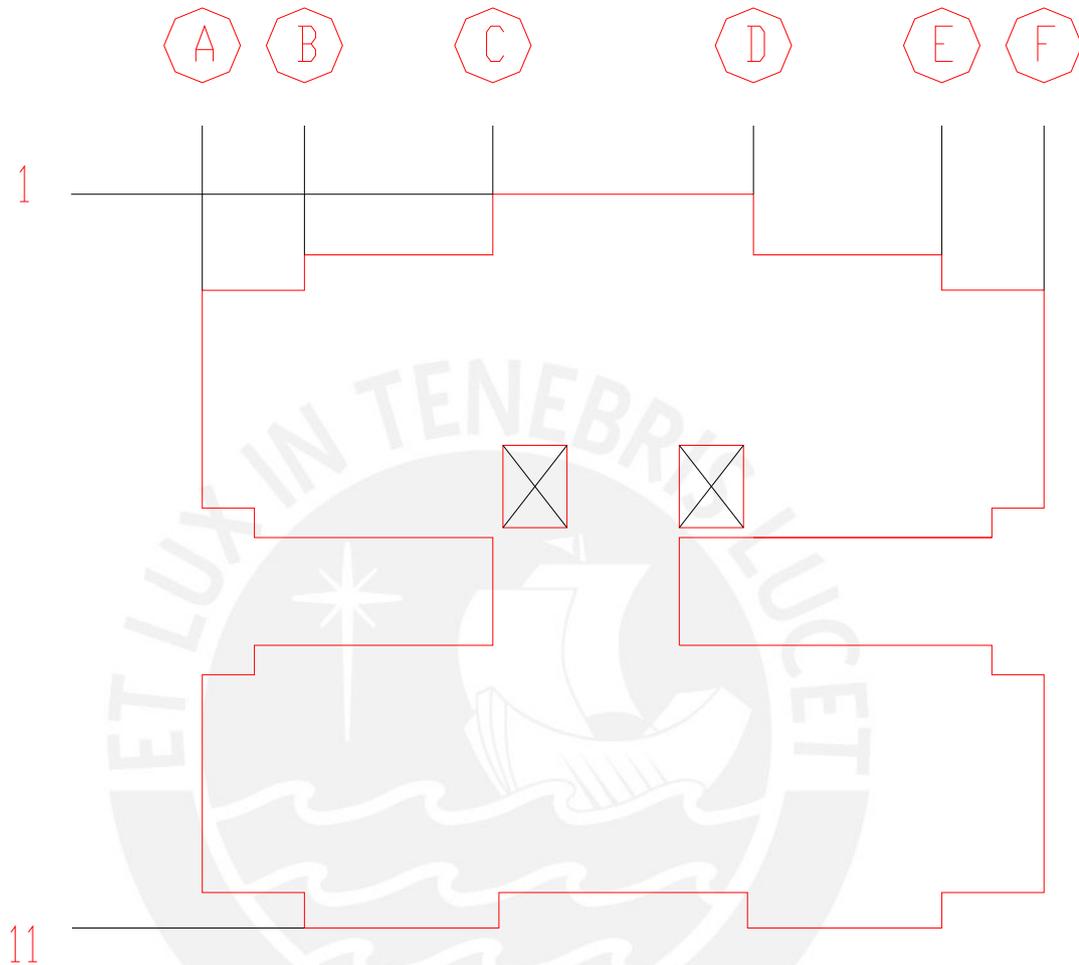
T (s)	Sa (g)
0,00000	0,2222
0,40000	0,2222
0,42000	0,2116
0,44000	0,2020
0,46000	0,1932
0,48000	0,1852
'''	'''
1,72000	0,0517
1,74000	0,0511
1,76000	0,0505
1,78000	0,0500
1,80000	0,0500
1,82000	0,0500
'''	'''
2,96000	0,0500
2,98000	0,0500
3,00000	0,0500

Espectro de Pseudo Aceleración NE.030



3.4.4.- Desplazamientos

Se tiene en planta:



Para el sismo en la dirección X se analizan los desplazamientos de los extremos 1 y 11.

Para el sismo en la dirección Y se analizan los desplazamientos de los extremos A y F.

Di: Desplazamiento con respecto al suelo, multiplicado por $0.75R = 0.75(4.5)$

Δi : Desplazamiento relativo de entrepiso

Desplazamientos:

Sismo en X: Centrado						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11
12	0,0773	0,0931	0,0064	0,0082	0,0025	0,0031
11	0,0709	0,0849	0,0068	0,0086	0,0026	0,0033
10	0,0641	0,0763	0,0072	0,0090	0,0027	0,0034
9	0,0569	0,0674	0,0075	0,0093	0,0029	0,0036
8	0,0494	0,0581	0,0078	0,0095	0,0030	0,0036
7	0,0416	0,0486	0,0079	0,0094	0,0030	0,0036
6	0,0337	0,0392	0,0076	0,0091	0,0029	0,0035
5	0,0261	0,0301	0,0073	0,0086	0,0028	0,0033
4	0,0188	0,0215	0,0067	0,0078	0,0025	0,0030
3	0,0121	0,0138	0,0057	0,0065	0,0022	0,0025
2	0,0064	0,0073	0,0042	0,0048	0,0016	0,0018
1	0,0022	0,0025	0,0022	0,0025	0,0008	0,0009

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entresuelo permitido.

$\Delta i / hei \text{ máx} = 0.0036$

Sismo en Y: Centrado						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F
12	0,0555	0,0597	0,0059	0,0064	0,0023	0,0024
11	0,0496	0,0533	0,0060	0,0064	0,0023	0,0025
10	0,0436	0,0469	0,0060	0,0065	0,0023	0,0025
9	0,0376	0,0404	0,0060	0,0064	0,0023	0,0025
8	0,0316	0,0340	0,0058	0,0063	0,0022	0,0024
7	0,0258	0,0277	0,0055	0,0060	0,0021	0,0023
6	0,0202	0,0217	0,0051	0,0055	0,0019	0,0021
5	0,0152	0,0163	0,0046	0,0049	0,0018	0,0019
4	0,0106	0,0114	0,0040	0,0043	0,0015	0,0016
3	0,0066	0,0071	0,0032	0,0034	0,0012	0,0013
2	0,0034	0,0036	0,0022	0,0024	0,0009	0,0009
1	0,0011	0,0012	0,0011	0,0012	0,0004	0,0005

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entresuelo permitido.

$\Delta i / hei \text{ máx} = 0.0025$

3.4.5.- Factores de Corrección

Veo la fuerza cortante en la base para el caso dinámico y corrijo las fuerzas aplicando el factor de corrección.

Fuerza cortante en la base por superposición modal para el análisis dinámico:

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Ton	Ton
dinX	LinRespSpec	Max	320,69	1,68
dinY	LinRespSpec	Max	1,68	452,88

Sismo en X

Caso estático:

Fuerza cortante en la base: $V = 413 \text{ ton}$

Caso dinámico:

Fuerza cortante en la base: $V = 321 \text{ ton}$

Sismo en Y

Caso estático:

Fuerza cortante en la base: $V = 637 \text{ ton}$

Caso dinámico:

Fuerza cortante e la base: $V = 453 \text{ ton}$

Factor de escala para diseño en análisis dinámico:

Para cada dirección, la fuerza cortante en la base no debe ser menor que el 90 % del valor calculado para el caso estático para estructuras irregulares.

Sismo en X: $fe = 0.90 \times \frac{413}{321}$ entonces $fe = 1.16$

Sismo en Y: $fe = 0.90 \times \frac{637}{453}$ entonces $fe = 1.27$

Con este factor se escalan los resultados salvo los desplazamientos, por lo tanto utilizo un caso de análisis para fuerzas y otro para desplazamientos.

Este factor es aplicado en el espectro multiplicándolo por 9.81 m/s^2 , utilizando ese valor como el nuevo factor de escala que originalmente era 9.81 m/s^2 .

3.5.- Modelo 2: Considerando dos diafragmas rígidos por nivel

3.5.1.- Análisis Modal

Número de Modos:

12 pisos x 3 grados de libertad x 2 bloques = 72 modos

El programa SAP considera la distribución de masas en la edificación y la rigidez, calculando los periodos en el análisis modal, siendo los fundamentales los que tienen el mayor porcentaje de masa efectiva para cada dirección.

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Output Case		StepType	StepNum	Period	UX	UY
	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
	MODAL	Mode	1	0,792515	0,693567	1,61E-06
	MODAL	Mode	2	0,579847	0,004944	0,001816
	MODAL	Mode	3	0,514302	5,64E-06	0,660959
	MODAL	Mode	4	0,202606	0,16055	5,34E-08
	MODAL	Mode	5	0,12575	0,00019	0,000402
	MODAL	Mode	6	0,118458	0,000023	2,70E-07
	MODAL	Mode	7	0,108436	1,75E-07	0,193568

Los periodos fundamentales son los siguientes:

$T_x = 0.79 \text{ s}$

$T_y = 0.51 \text{ s}$

3.5.2.- Desplazamientos

Sismo en X: Centrado						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	Δi / hei
	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11
12	0,0775	0,0934	0,0064	0,0082	0,0024	0,0031
11	0,0711	0,0852	0,0068	0,0086	0,0026	0,0033
10	0,0644	0,0766	0,0072	0,0090	0,0027	0,0034
9	0,0572	0,0676	0,0075	0,0093	0,0029	0,0036
8	0,0496	0,0583	0,0078	0,0095	0,0030	0,0036
7	0,0418	0,0488	0,0079	0,0095	0,0030	0,0036
6	0,0340	0,0394	0,0077	0,0091	0,0029	0,0035
5	0,0263	0,0303	0,0073	0,0086	0,0028	0,0033
4	0,0190	0,0217	0,0067	0,0078	0,0026	0,0030
3	0,0122	0,0139	0,0057	0,0066	0,0022	0,0025
2	0,0065	0,0073	0,0043	0,0048	0,0016	0,0018
1	0,0022	0,0025	0,0022	0,0025	0,0008	0,0009

Sismo en Y: Centrado						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	Δi / hei
	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F
12	0,0556	0,0597	0,0059	0,0064	0,0023	0,0024
11	0,0497	0,0534	0,0060	0,0064	0,0023	0,0025
10	0,0437	0,0469	0,0060	0,0065	0,0023	0,0025
9	0,0376	0,0404	0,0060	0,0064	0,0023	0,0025
8	0,0316	0,0340	0,0058	0,0063	0,0022	0,0024
7	0,0258	0,0277	0,0055	0,0060	0,0021	0,0023
6	0,0202	0,0218	0,0051	0,0055	0,0019	0,0021
5	0,0152	0,0163	0,0046	0,0049	0,0018	0,0019
4	0,0106	0,0114	0,0040	0,0043	0,0015	0,0016
3	0,0066	0,0071	0,0032	0,0034	0,0012	0,0013
2	0,0034	0,0036	0,0022	0,0024	0,0009	0,0009
1	0,0011	0,0012	0,0011	0,0012	0,0004	0,0005

3.5.3 .- Fuerza Cortante en la Base

Fuerza cortante en la base por superposición modal para el análisis dinámico:

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Ton	Ton
dinX	LinRespSpec	Max	320,28	1,68
dinY	LinRespSpec	Max	1,68	452,74

Lo que resulta ser igual al Modelo 1. Utilizo el Modelo 2 puesto que con ese análisis obtengo las fuerzas generadas en la losa donde se presenta el estrechamiento.

Los resultados de los dos modelos son similares debido a que los dos bloques son muy parecidos, también por este motivo las fuerzas y momentos en la losa del estrechamiento no son muy altos.

4.- ANÁLISIS SÍSMICO DEFINITIVO

4.1.- Metrado de Cargas

Sobrecarga: Piso típico: 200 kg/m²

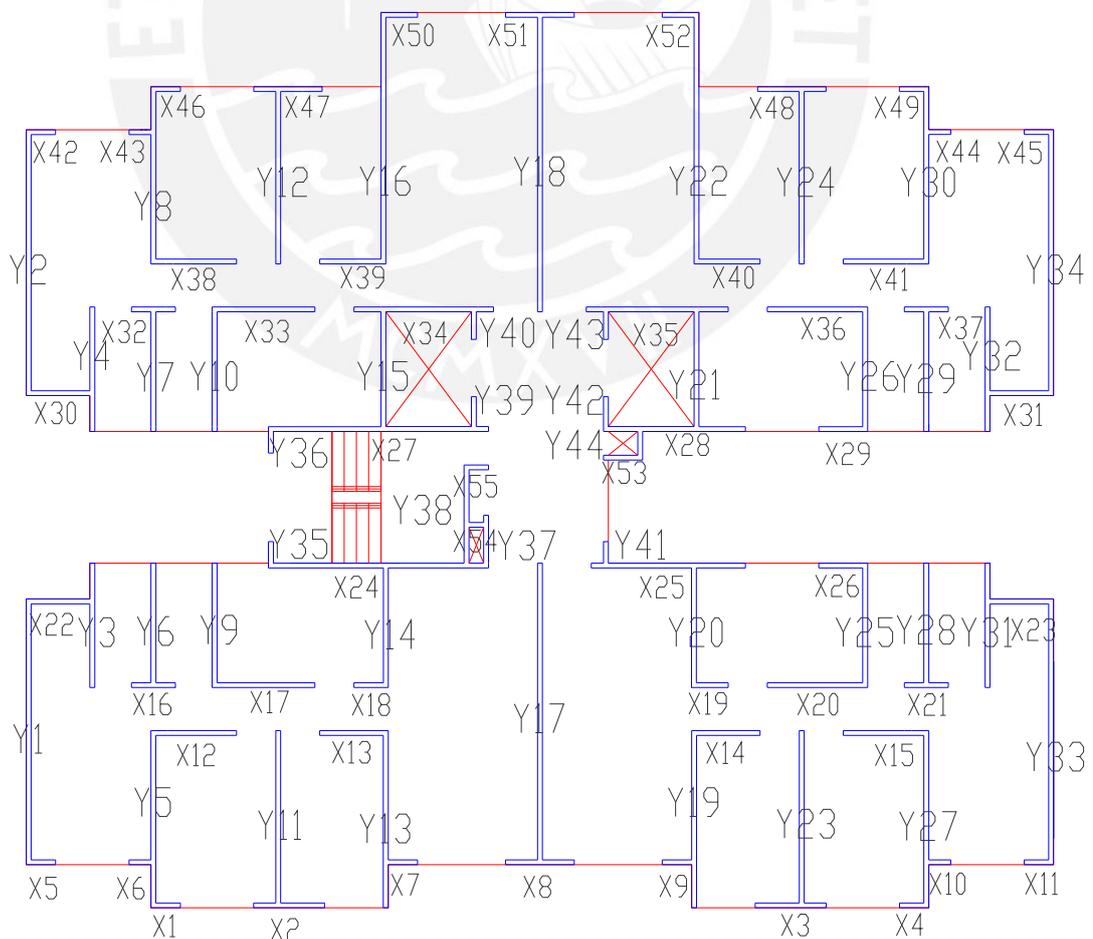
Azotea: 100 kg/m²

t aligerado = 0.17 m

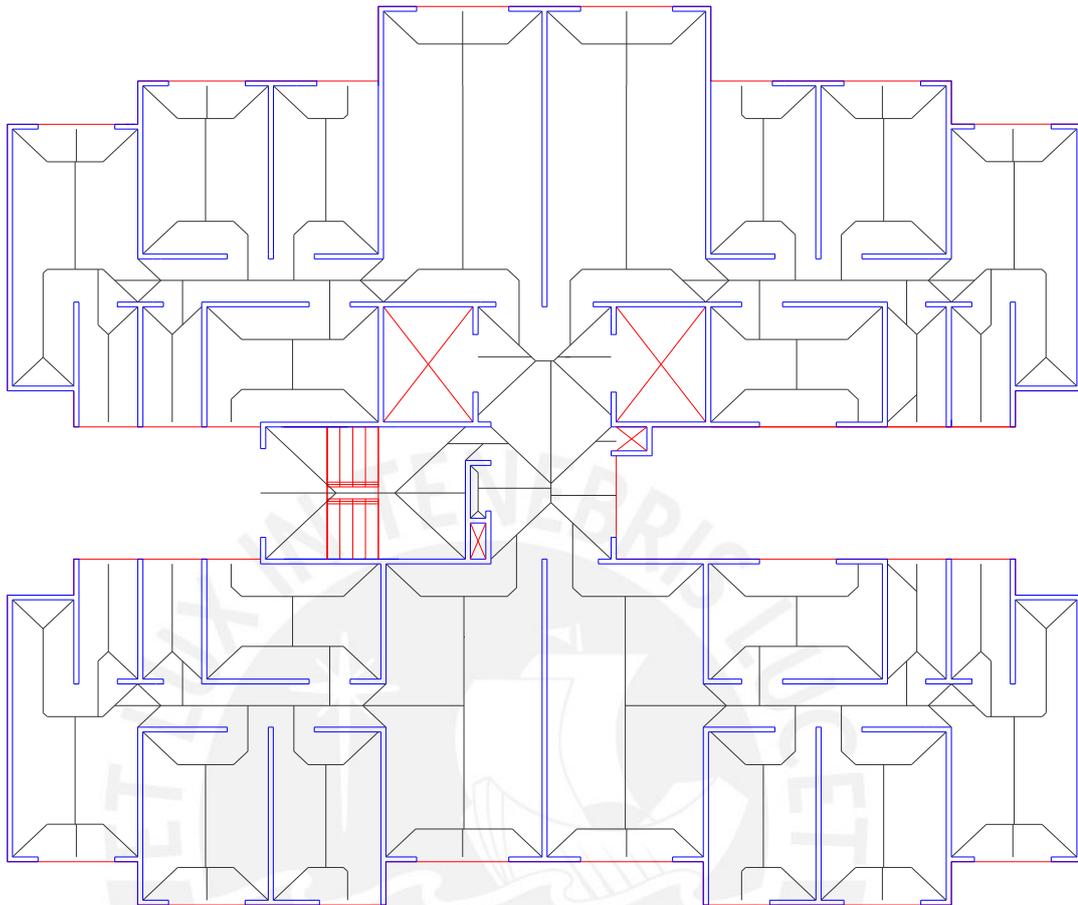
Para el cálculo de la masa se considera el 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva.

Para las áreas tributarias se ha considerado un ancho efectivo de losa aligerada de 4 veces el espesor del aligerado (4 x 17 = 68 cm) para los muros paralelos a las viguetas.

Metrado:



Áreas tributarias:



Metrado para el bloque anterior:

Nivel	Xc	Yc	Masa	Inercia Rotacional
	m	m	ton-s ² /m	ton-m-s ²
12	10,41	3,96	5,57	312,14
11	10,30	4,00	12,84	629,09
10	10,30	4,00	12,84	629,09
9	10,30	4,00	12,84	629,09
8	10,30	4,00	12,84	629,09
7	10,30	4,00	12,84	629,09
6	10,30	4,00	12,84	629,09
5	10,25	3,96	16,06	783,04
4	10,25	3,96	16,06	783,04
3	10,25	3,96	16,06	783,04
2	10,25	3,96	16,06	783,04
1	10,25	3,96	16,06	783,04

Centros de gravedad:

Xc = 10.45 m

Yc = 4 m

Metrado para el bloque posterior:

Nivel	Xc	Yc	Masa	Inercia Rotacional
	m	m	ton-s ² /m	ton-m-s ²
12	10,35	13,51	6,77	329,42
11	10,24	13,48	13,31	631,47
10	10,24	13,48	13,31	631,47
9	10,24	13,48	13,31	631,47
8	10,24	13,48	13,31	631,47
7	10,24	13,48	13,31	631,47
6	10,24	13,48	13,31	631,47
5	10,19	13,50	16,45	783,41
4	10,19	13,50	16,45	783,41
3	10,19	13,50	16,45	783,41
2	10,19	13,50	16,45	783,41
1	10,19	13,50	16,45	783,41

Centros de gravedad:

Xc = 10.45 m

Yc = 13.5 m

4.2.- Análisis Modal:

Número de Modos: 12 pisos x 3 grados de libertad x 2 bloques = 72 modos

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,751629	0,67362	1,08E-06
MODAL	Mode	2	0,546775	0,003088	0,001861
MODAL	Mode	3	0,485417	3,69E-06	0,636549
MODAL	Mode	4	0,198139	0,17606	3,96E-08
MODAL	Mode	5	0,123153	0,000073	0,000451
MODAL	Mode	6	0,116688	0,000068	5,24E-07
MODAL	Mode	7	0,106178	9,71E-09	0,211802

Los periodos fundamentales son los siguientes:

Tx = 0.75 s

Ty = 0.49 s

Lo cual es coherente puesto que la edificación tiene mayor densidad de muros en Y que en la dirección X, por lo tanto posee una mayor rigidez en Y.

4.3.- Fuerza Cortante en la Base :

$$V = \frac{Z U S C}{R} \times P$$

Coefficiente de amplificación sísmica:

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

$$\text{Sismo en X: } C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.75} = 1.33 \quad C \leq 2.5, \quad C/R = 0.30 \geq 0.125 \dots \text{ok}$$

$$\text{Sismo en Y: } C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.49} = 2.04 \quad C \leq 2.5, \quad C/R = 0.45 \geq 0.125 \dots \text{ok}$$

Peso total de la edificación:

Proveniente del metrado

$$P = [\sum \text{masas del bloque anterior} + \sum \text{masas del bloque posterior}] \times 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$P = [162.91 + 168.91] \times 9.81 = 3260 \text{ ton}$$

Centro de gravedad para toda la planta:

$$\sum X_i \times m_i / \sum m_i = X_c$$

$$(4 \times 163 + 13.5 \times 169) / (162 + 169) = 652 + 2282 / 332 = 8.8 \text{ m}$$

La fuerza cortante en la base sería:

Sismo en X:

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 1.33}{4.5} \times 3260 \text{ ton} = 385 \text{ ton}$$

Sismo en Y:

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 2.04}{4.5} \times 3260 \text{ ton} = 591 \text{ ton}$$

4.4.- Análisis Dinámico

Según la Norma Peruana debemos utilizar el siguiente espectro:

$$SA = \frac{ZUSC}{R} g$$

g : aceleración de la gravedad

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

C/R \geq 0.125 sólo para el caso de fuerzas, no para desplazamientos

Con los valores anteriormente indicados se calcula la curva Periodo vs. Pseudo

Aceleración que estará dada por una fracción de g. $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

4.5.- Desplazamientos:

Sismo en X: Excentricidad +0,50m						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11
12	0,0848	0,0845	0,0069	0,0070	0,0026	0,0027
11	0,0779	0,0775	0,0073	0,0074	0,0028	0,0028
10	0,0705	0,0700	0,0078	0,0079	0,0030	0,0030
9	0,0627	0,0622	0,0082	0,0083	0,0031	0,0032
8	0,0545	0,0539	0,0085	0,0085	0,0033	0,0032
7	0,0460	0,0454	0,0086	0,0086	0,0033	0,0033
6	0,0373	0,0368	0,0084	0,0083	0,0032	0,0032
5	0,0290	0,0285	0,0080	0,0080	0,0031	0,0030
4	0,0209	0,0205	0,0074	0,0073	0,0028	0,0028
3	0,0135	0,0132	0,0063	0,0062	0,0024	0,0024
2	0,0072	0,0070	0,0047	0,0046	0,0018	0,0018
1	0,0025	0,0024	0,0025	0,0024	0,0009	0,0009

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entrepiso permitido.

Sismo en X: Excentricidad -0,50m						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11	Extremo 1	Extremo 11
12	0,0706	0,0960	0,0055	0,0083	0,0021	0,0032
11	0,0651	0,0878	0,0059	0,0087	0,0023	0,0033
10	0,0592	0,0791	0,0063	0,0091	0,0024	0,0035
9	0,0528	0,0699	0,0067	0,0095	0,0026	0,0036
8	0,0461	0,0604	0,0070	0,0097	0,0027	0,0037
7	0,0390	0,0507	0,0072	0,0097	0,0027	0,0037
6	0,0318	0,0409	0,0071	0,0094	0,0027	0,0036
5	0,0248	0,0316	0,0068	0,0089	0,0026	0,0034
4	0,0180	0,0227	0,0063	0,0081	0,0024	0,0031
3	0,0117	0,0146	0,0054	0,0069	0,0021	0,0026
2	0,0062	0,0077	0,0041	0,0051	0,0016	0,0019
1	0,0021	0,0026	0,0021	0,0026	0,0008	0,0010

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entrepiso permitido.

Sismo en Y: Excentricidad +1,10m						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F
12	0,0738	0,0508	0,0077	0,0053	0,0029	0,0020
11	0,0661	0,0455	0,0078	0,0054	0,0030	0,0021
10	0,0582	0,0401	0,0079	0,0055	0,0030	0,0021
9	0,0503	0,0347	0,0079	0,0054	0,0030	0,0021
8	0,0424	0,0292	0,0077	0,0053	0,0029	0,0020
7	0,0347	0,0239	0,0074	0,0051	0,0028	0,0019
6	0,0273	0,0188	0,0068	0,0047	0,0026	0,0018
5	0,0205	0,0141	0,0062	0,0043	0,0024	0,0016
4	0,0143	0,0099	0,0054	0,0037	0,0021	0,0014
3	0,0090	0,0062	0,0044	0,0030	0,0017	0,0011
2	0,0046	0,0032	0,0031	0,0021	0,0012	0,0008
1	0,0015	0,0011	0,0015	0,0011	0,0006	0,0004

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entrepiso permitido.

Sismo en Y: Excentricidad -1,10m						
Nivel	Di (m)		Δi (m)		Δi / hei	
	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F	Extremo A	Extremo F
12	0,0530	0,0740	0,0055	0,0077	0,0021	0,0029
11	0,0474	0,0663	0,0056	0,0079	0,0021	0,0030
10	0,0418	0,0584	0,0057	0,0079	0,0022	0,0030
9	0,0361	0,0505	0,0057	0,0079	0,0022	0,0030
8	0,0305	0,0426	0,0055	0,0078	0,0021	0,0030
7	0,0249	0,0348	0,0053	0,0074	0,0020	0,0028
6	0,0196	0,0274	0,0049	0,0068	0,0019	0,0026
5	0,0148	0,0206	0,0044	0,0062	0,0017	0,0024
4	0,0103	0,0144	0,0039	0,0054	0,0015	0,0021
3	0,0064	0,0090	0,0031	0,0044	0,0012	0,0017
2	0,0033	0,0046	0,0022	0,0031	0,0008	0,0012
1	0,0011	0,0016	0,0011	0,0016	0,0004	0,0006

$\Delta i / hei \leq 0.005$, por lo tanto cumple con el máximo desplazamiento lateral de entrepiso permitido.

4.6.- Factores de Corrección

Veo la fuerza cortante en la base para el caso dinámico y corrijo las fuerzas aplicando el factor de corrección.

Fuerza cortante en la base por superposición modal para el análisis dinámico:

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Ton	Ton
dinX	LinRespSpec	Max	295,51	1,44
dinY	LinRespSpec	Max	1,44	416,37

Sismo en X

Caso estático:

Fuerza cortante en la base: $V = 385 \text{ ton}$

Caso dinámico:

Fuerza cortante en la base: $V = 296 \text{ ton}$

Sismo en Y

Caso estático:

Fuerza cortante en la base: $V = 591 \text{ ton}$

Caso dinámico:

Fuerza cortante e la base: $V = 416 \text{ ton}$

Factor de escala para diseño en análisis dinámico:

Para cada dirección, la fuerza cortante en la base no debe ser menor que el 90 % del valor calculado para el caso estático para estructuras irregulares.

$$\text{Sismo en X: } fe = 0.90 \times \frac{385}{296} = 1.17$$

$$\text{Sismo en Y: } fe = 0.90 \times \frac{591}{416} = 1.28$$

Con este factor se escalan los resultados salvo los desplazamientos, por lo tanto utilizo un caso de análisis para fuerzas y otro para desplazamientos.

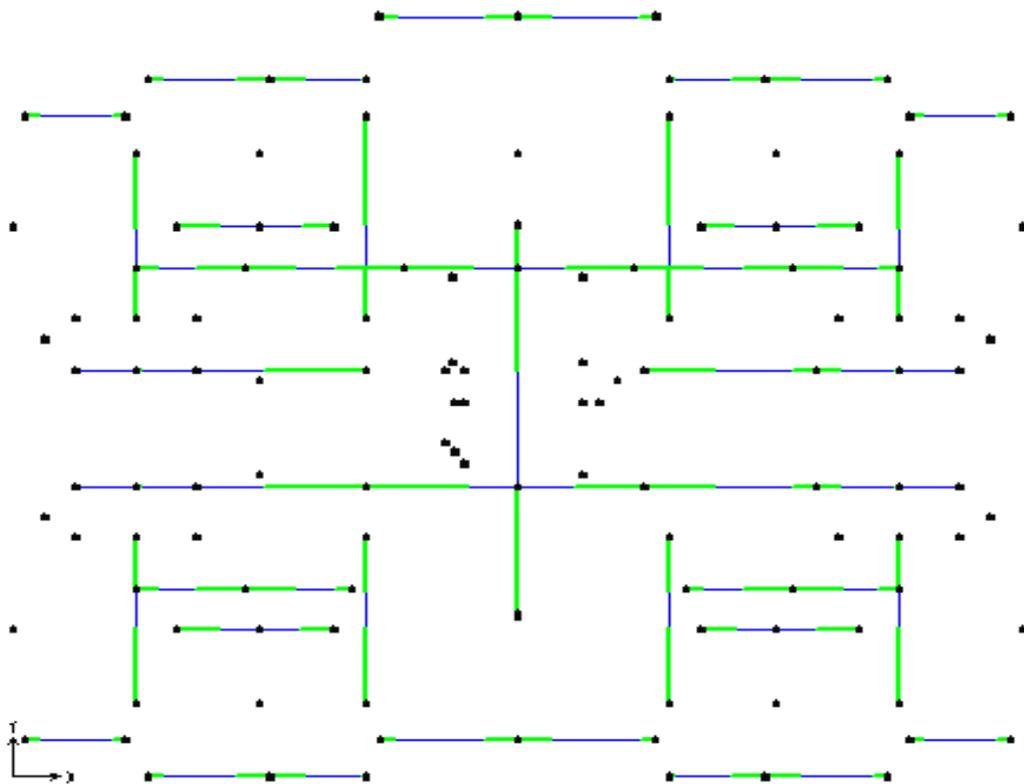
Este factor es aplicado en el espectro multiplicándolo por 9.81 m/s^2 , utilizando ese valor como el nuevo factor de escala que originalmente era 9.81 m/s^2 .

5.- ANÁLISIS DE FUERZAS EN LOSA FLEXIBLE

Al presentarse el estrechamiento en la losa es importante conocer las fuerzas y momentos que recibe, para poder hallarlos se toma el modelo que considera a cada bloque como un diafragma rígido diferente.

La losa maciza que une a los dos bloques de la edificación será modelada con un elemento frame de 20 cm de peralte, se tendrá dos diafragmas rígidos por piso correspondientes al bloque anterior y al bloque posterior.

La zona del estrechamiento es modelada con un elemento frame unido en cada uno de sus extremos a los centros de masa del bloque anterior y del posterior, asignando brazos rígidos desde los centros de masa hasta el borde del respectivo diafragma rígido.



ASIGNACIÓN DE BRAZOS RÍGIDOS

La losa flexible va estar sometida, debido a solicitaciones sísmicas, a fuerza cortante, y momento flector.

Por ejemplo para la losa flexible del último piso se obtuvo los máximos resultados, los cuales son:

Sismo en X :

Fuerza cortante en el plano X-Y:

$$Vu = 5.7 \times \frac{\text{R muros de corte, irregular}}{\text{R muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$Vu = 5.7 \times 4.5 / 3 = 8.6 \text{ ton}$$

Momento flector en el eje Z:

En el extremo posterior del estrechamiento, con los centros de masa ubicados, debido a la excentricidad, hacia +Y el del bloque posterior y hacia -Y el del bloque anterior:

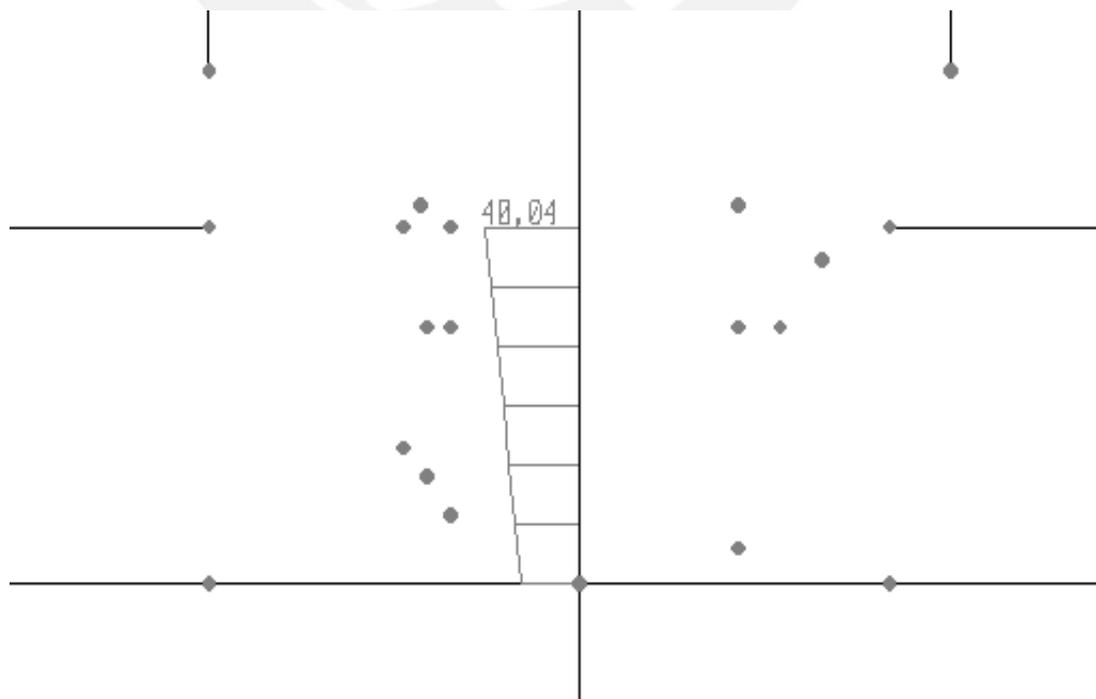
$$Mu = 40 \times \frac{\text{R muros de corte, irregular}}{\text{R muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$Mu = 40 \times 4.5 / 3 = 60 \text{ ton-m}$$

En el extremo anterior del estrechamiento y centros de masa centrados:

$$Mu = 12.2 \times \frac{\text{R muros de corte, irregular}}{\text{R muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$Mu = 12.2 \times 4.5 / 3 = 18.3 \text{ ton-m}$$



Capacidad del concreto:

Fuerza cortante:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

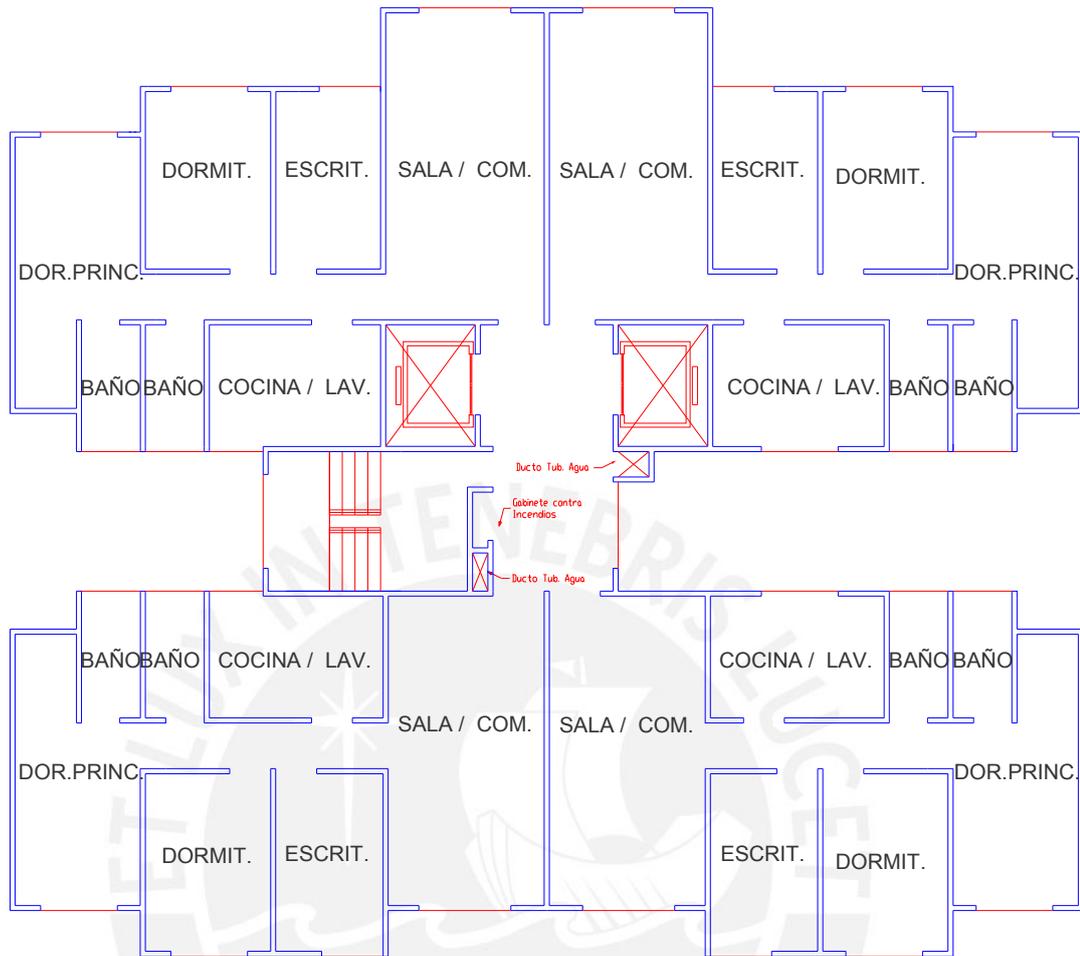
$$d = 0.8 \times 465 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 465$$

$\Phi V_c = 48600 \text{ kg} = 48.6 \text{ ton} > V_u = 8.6 \text{ ton}$ok, la capacidad del concreto resiste toda la fuerza cortante.

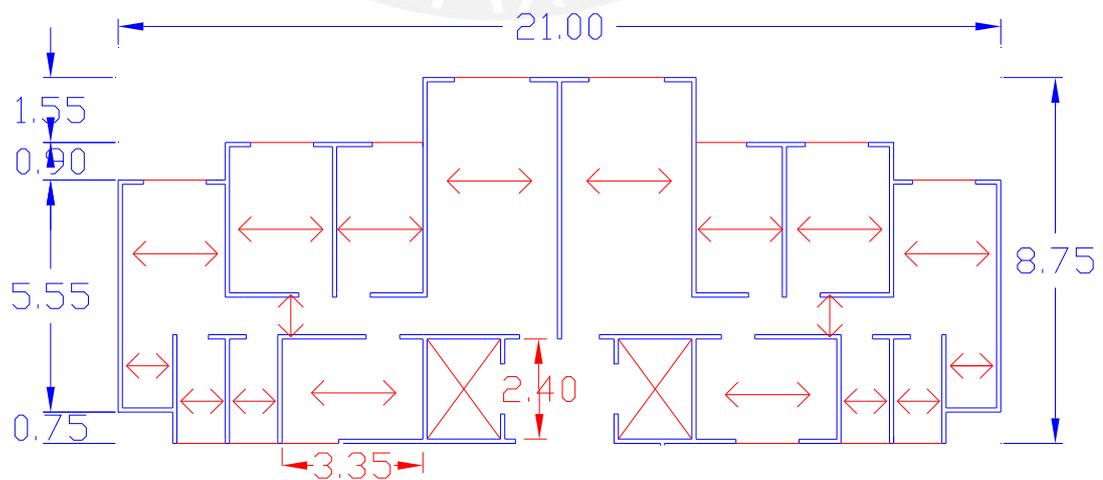


6.- DISEÑO DE LOSAS



6.1.- Diseño de Losas Aligeradas

Empleo losas aligeradas de 17 cm de peralte en todos los ambientes, y para la zona del hall utilizo una losa maciza de 20 cm.



6.1.1.- Metrado de Cargas del Aligerado

Aligerado $t = 17 \text{ cm}$: 280 kg/m^2 , $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Piso terminado: 100 kg/m^2

Sobrecarga: 200 kg/m^2

Combinación: $1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$

Carga Muerta:

Peso propio: $280 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 112 \text{ kg/m}$

Piso terminado: $100 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}$

Total Carga Muerta = $152 \text{ kg/m} \times 1.5 = 228 \text{ kg/m}$

Carga Viva:

Sobrecarga: $200 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 80 \text{ kg/m} \times 1.8 = 144 \text{ kg/m}$

6.1.2.- Diseño por Flexión

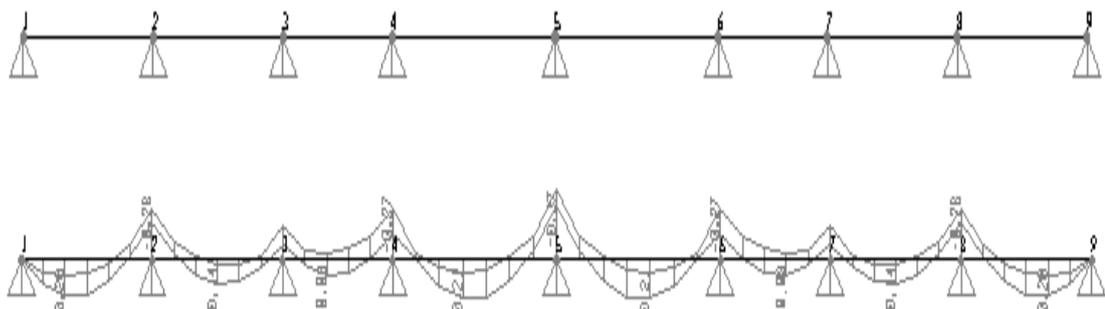
En los apoyos extremos considero un momento igual a $wl^2/16$

Se toma al aligerado como simplemente apoyado, y se examinan los máximos momentos positivos y negativos.

Tomo como ejemplo el siguiente tramo:

Dorm.Principal/Dormitorio/Escritorio/Sala-Comedor/Sala-Comedor/Escritorio/Dormitorio/Dorm.Principal:

Longitudes a ejes: $2.55 \text{ m} / 2.55 \text{ m} / 2.15 \text{ m} / 3.2 \text{ m} / 3.2 \text{ m} / 2.15 \text{ m} / 2.55 \text{ m} / 2.55 \text{ m}$



Máximo Momento Positivo:

Tramo 1	0.20 ton-m	As = 0.38 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 2	0.14 ton-m	As = 0.27 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 3	0.082 ton-m	As = 0.16 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 4	0.21 ton-m	As = 0.40 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 5	0.21 ton-m	As = 0.40 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 6	0.082 ton-m	As = 0.16 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 7	0.14 ton-m	As = 0.27 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)
Tramo 8	0.20 ton-m	As = 0.38 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.26 ton-m	(c = 0.35 cm, es = 56 ey)

Control de Fisuración: Tramo4

$$f_s = M \text{ servicio} / A_s 0.9 d = 12900 / 0.5 \times 0.9 \times 14 = 2050$$

$$d_c = 3 \text{ cm}, X = 3 \text{ cm}, N_{\text{barras}} = 1, b_w = 10 \text{ cm}$$

$$A = 2 X b_w / N_{\text{barras}} = 2 \times 3 \times 10 / 1 = 60$$

$$Z = f_s (d_c A)^{1/3} = 2050 (3 \times 60)^{1/3} = 11575 \leq 31000 \text{ kg/cm} \dots \text{ok, cumple con ser menor al parámetro Z.}$$

Máximo Momento Negativo: A las caras de los apoyos

Nudo 1	$w l n^2 / 16 = (0.228 + 0.144) \times 2.45 \times 2.45 / 16 = -0.14 \text{ ton-m}$	As = 0.27 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 2	-0.25 ton-m	As = 0.49 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 3	-0.16 ton-m	As = 0.31 cm ²		
Colocar 1ø 8 mm	= 0.50 cm ²		øMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)

Nudo 4	-0.25 ton-m	As = 0.49 cm ²		
Colocar 1Ø 8 mm	= 0.50 cm ²		ØMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 5	-0.35 ton-m	As = 0.70 cm ²		
Colocar 1Ø 3/8"	= 0.71 cm ²		ØMn = 0.35 ton-m	(c = 1.97 cm, es = 8,8 ey)
Nudo 6	-0.25 ton-m	As = 0.49 cm ²		
Colocar 1Ø 8 mm	= 0.50 cm ²		ØMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 7	-0.16 ton-m	As = 0.31 cm ²		
Colocar 1Ø 8 mm	= 0.50 cm ²		ØMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 8	-0.25 ton-m	As = 0.49 cm ²		
Colocar 1Ø 8 mm	= 0.50 cm ²		ØMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)
Nudo 9	$wl^2/16 = (0.228 + 0.144) \times 2.45 \times 2.45 / 16 = -0.14 \text{ ton-m}, As = 0.27 \text{ cm}^2$			
Colocar 1Ø 8 mm	= 0.50 cm ²		ØMn = 0.25 ton-m	(c = 1.38 cm, es = 1,4 ey)

Control de Fisuración: Nudo 2

$$f_s = M \text{ servicio} / A_s \cdot 0.9 d = 15300 / 0.5 \times 0.9 \times 14 = 2400$$

$$d_c = 3 \text{ cm}, X = 3 \text{ cm}, N_{\text{barras}} = 1, b_w = 40 \text{ cm}$$

$$A = 2 X b_w / N_{\text{barras}} = 2 \times 3 \times 40 / 1 = 240$$

$$Z = f_s (d_c A)^{1/3} = 2400 (3 \times 240)^{1/3} = 21510 \leq 31000 \text{ kg/cm} \dots \text{ok, cumple con ser menor al parámetro Z.}$$

6.1.3.- Diseño por Corte

La fuerza cortante la soportará el concreto puesto que en las viguetas no se colocan estribos, sólo se puede hacer uso de ensanches.

Capacidad del concreto a fuerza cortante:

$$\Phi V_c = \Phi \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 14$$

$$\Phi V_c = 1005 \text{ kg} = 1 \text{ ton} > 0.77 \text{ ton (proveniente del análisis de cargas)} \dots \text{ok}$$

6.1.4.- Refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión

Acero por contracción y temperatura:

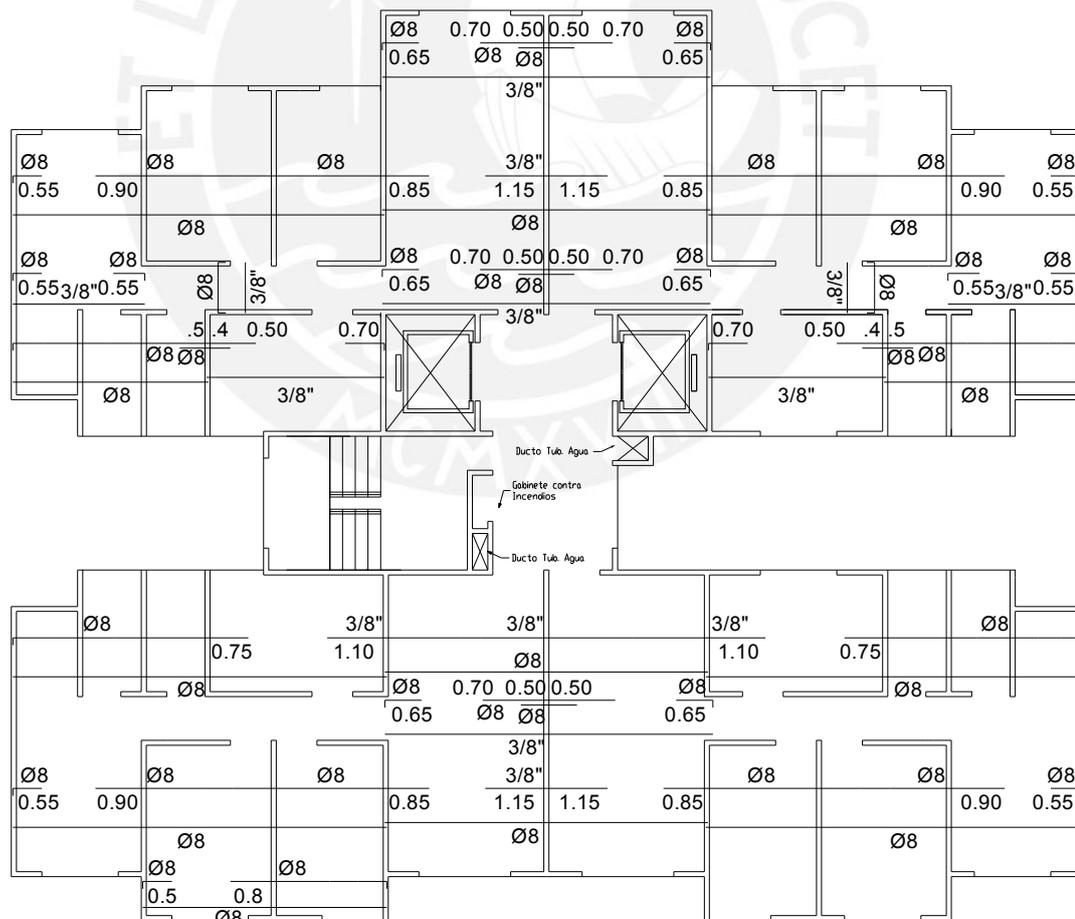
Espaciamiento mínimo: 5 veces el espesor de la losa = 5 x 5 cm = 25 cm, no mayor a 45 cm

$p_{min} = 0.0018$, entonces $A_{min} = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$, coloco 1 ϕ 1/4" @ 25 cm = 1.28 cm^2/m

6.1.5.- Corte del Acero

Se toma en cuenta las consideraciones referentes al corte de acero en regiones de momento positivo y negativo como son las longitudes de anclaje (dependiente del diámetro de la barra) y las longitudes adicionales dependientes del peralte efectivo, el diámetro de la barra o la luz libre del tramo.

El acero para el aligerado se distribuye de la siguiente manera:



6.2.- Diseño de Losas Macizas

6.2.1.- Metrado de la losa maciza

$t = 20 \text{ cm}$

Metrado:

Peso propio: $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}^2$

Piso terminado:.....100 kg/m^2

Sobrecarga:.....200 kg/m^2

Combinación: 1.5 CM + 1.8 CV

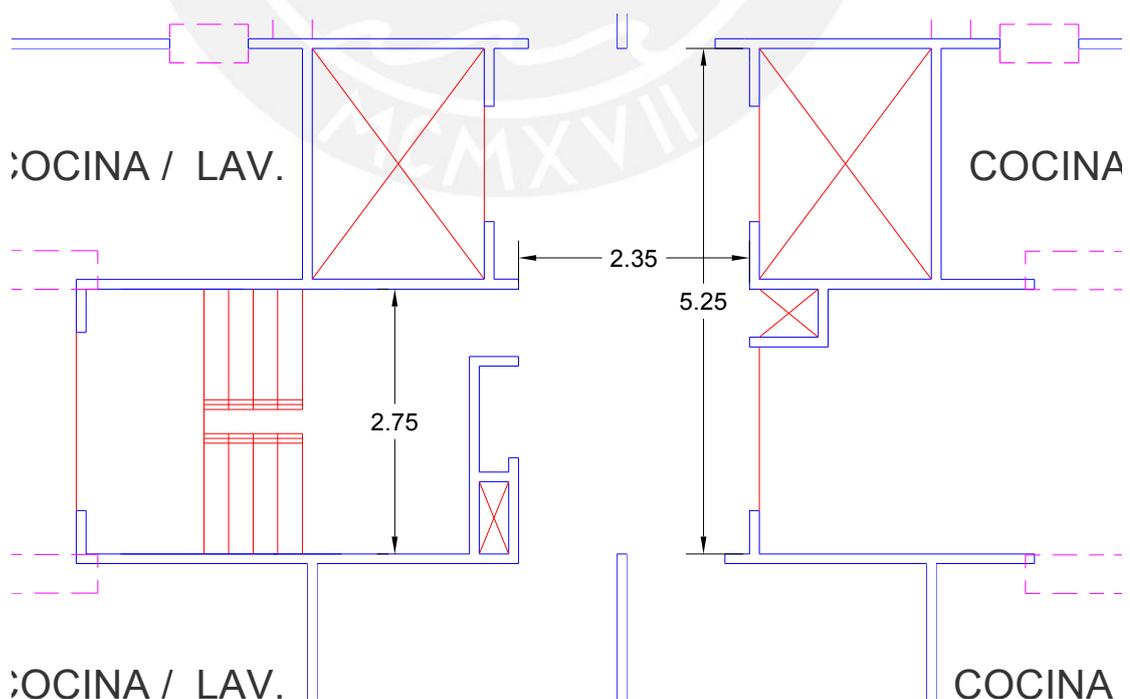
Carga Muerta:

$$\text{Total Carga Muerta} = 580 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 = 870 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva:

$$\text{Total Sobrecarga} = 200 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 870 \text{ kg/m}^2 + 360 \text{ kg/m}^2 = 1230 \text{ kg/m}^2$$

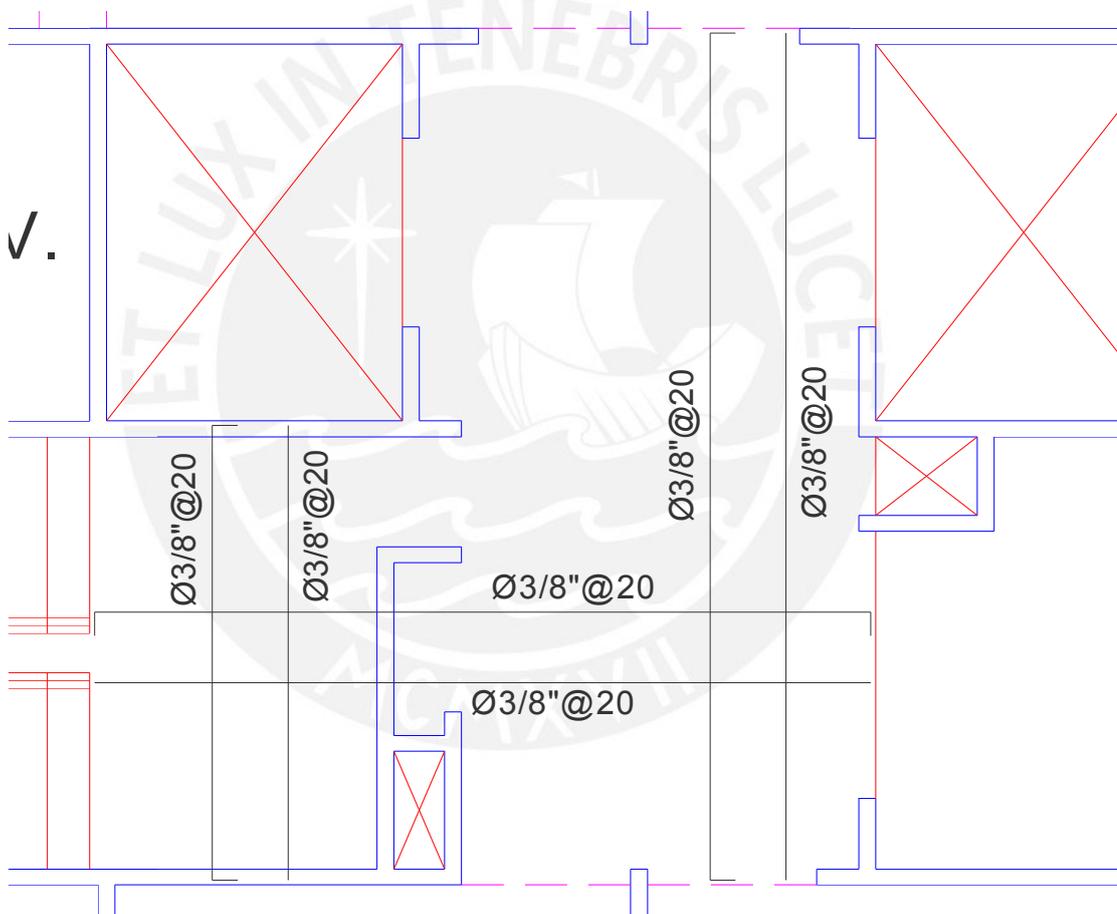


6.2.2.- Acero mínimo

Acero mínimo en la cara inferior:

$As_{min} = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$, $S_{max} \leq 3h = 0.60 \text{ m}$ $S_{max} \leq 0.45 \text{ m}$,
se cumpliría con $1 \text{ } \varnothing 3/8" @ 0.30 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adicionalmente del acero mínimo indicado, en la losa van a colocarse tubos para las instalaciones por lo tanto la sección real no va a ser igual a la tomada, entonces uso $2 \text{ } \varnothing 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ (una barra en la cara superior y la otra en la cara inferior).

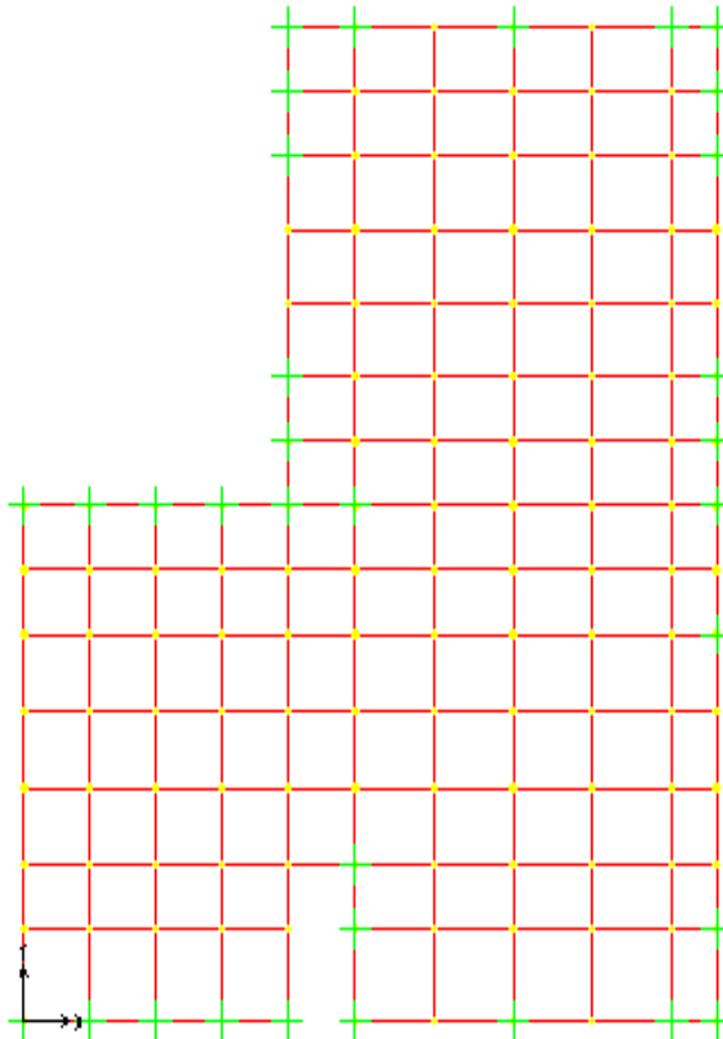


DEL NIVEL 1 AL 12

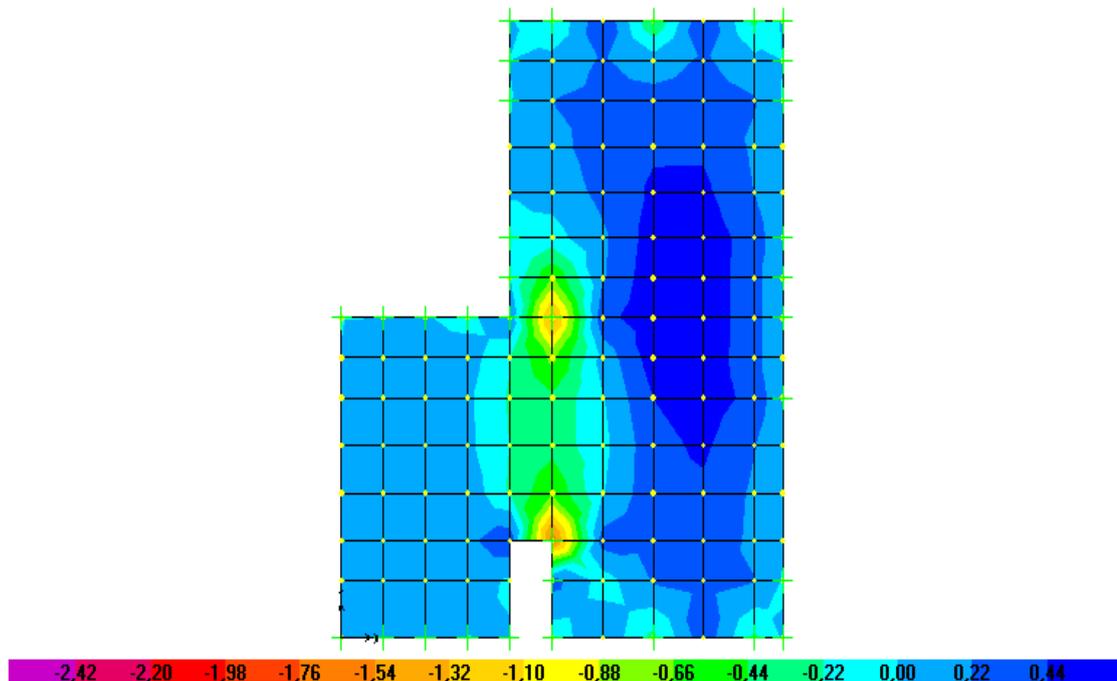
6.2.3.- Análisis y Diseño por Flexión y Corte debido a Cargas de Gravedad

Modelo de la losa maciza en el programa SAP

Modelo la losa utilizando elementos shell, y la zona de contacto con los muros la idealizo colocando en su lugar apoyos simples. Los resultados de fuerzas y momentos son dados por unidad de longitud en el plano, la que en este caso es en metros.



Máximo Momento M11 (acero a lo largo del eje X):



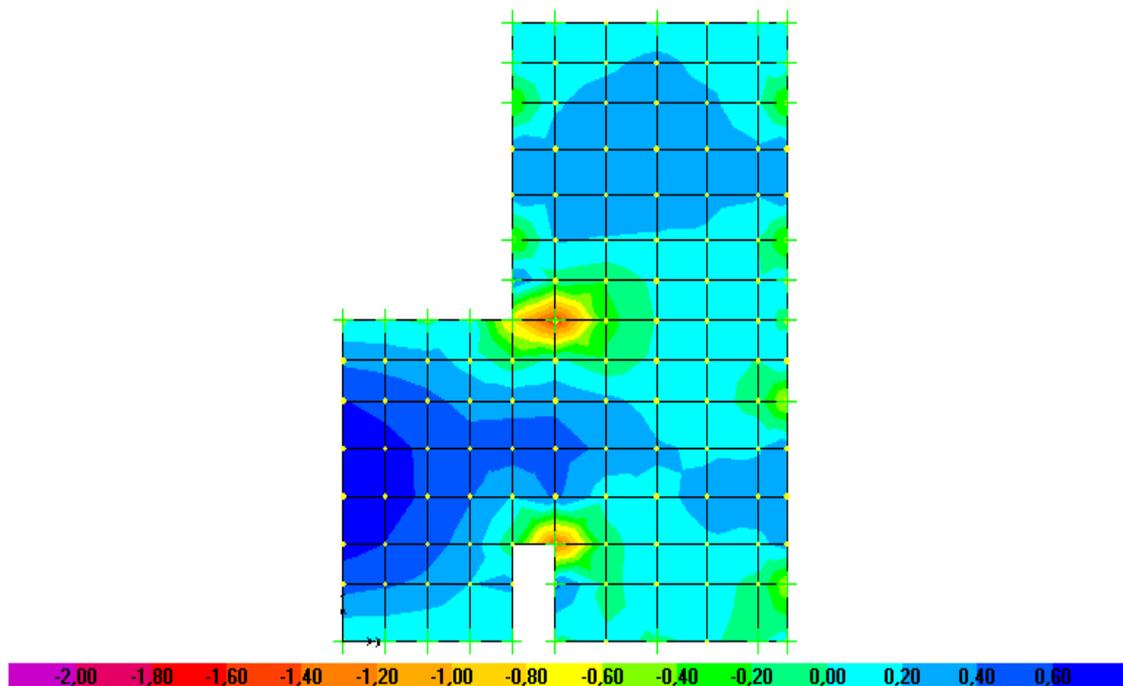
$M11_{máx+} = +0.60 \text{ ton-m}$

Coloco $1\varnothing 3/8'' @ 0.20 = 0.71 \text{ cm}^2 / 0.2 = 3.55 \text{ cm}^2$, entonces $\varnothing Mn = 2.4 \text{ ton-m}$
($c = 1.85 \text{ cm}$, $es = 12 \text{ ey}$)

$M11_{máx-} = -0.90 \text{ ton-m}$

Coloco $1\varnothing 3/8'' @ 0.20 = 0.71 \text{ cm}^2 / 0.2 = 3.55 \text{ cm}^2$, entonces $\varnothing Mn = 2.4 \text{ ton-m}$
($c = 1.85 \text{ cm}$, $es = 12 \text{ ey}$)

Máximo Momento M22 (acero a lo largo del eje Y):



$M22_{máx+} = +0.70 \text{ ton-m}$

Coloco $1\varnothing 3/8'' @ 0.20 = 0.71 \text{ cm}^2 / 0.2 = 3.55 \text{ cm}^2$, entonces $\varnothing Mn = 2.4 \text{ ton-m}$
($c = 1.85 \text{ cm}$, $es = 12 \text{ ey}$)

$M22_{máx-} = -0.90 \text{ ton-m}$

Coloco $1\varnothing 3/8'' @ 0.20 = 0.71 \text{ cm}^2 / 0.2 = 3.55 \text{ cm}^2$, entonces $\varnothing Mn = 2.4 \text{ ton-m}$
($c = 1.85 \text{ cm}$, $es = 12 \text{ ey}$)

Máxima Fuerza Cortante:

Del análisis por elementos finitos: $Vu = 8.8 \text{ ton / ml}$

$\Phi Vc = \Phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$

$\Phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$

$\Phi Vc = 11100 \text{ kg} = 11.1 \text{ ton} > Vu = 8.8 \text{ ton} \dots\dots\text{ok}$, la capacidad del concreto resiste toda la fuerza cortante.

6.2.4.- Diseño por Flexión biaxial y Corte debido a Solicitaciones Sísmicas

Tomo en cuenta la contribución de la losa del descanso de la escalera, tanto para la flexión alrededor del eje Z como para el corte: $L = 4.65\text{m}$

La losa flexible va estar sometida, debido a sollicitaciones sísmicas, a fuerza cortante, y momento flector. En el último piso se obtuvo los máximos resultados, los cuales son:

Sismo en X :

Fuerza cortante en el plano X-Y:

$$V_u = 5.7 \times \frac{R \text{ muros de corte, irregular}}{R \text{ muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$V_u = 5.7 \times 4.5 / 3 = 8.6 \text{ ton}$$

Momento flector en el eje Z:

En el extremo posterior del estrechamiento, con los centros de masa ubicados, debido a la excentricidad, hacia +Y el del bloque posterior y hacia -Y el del bloque anterior:

$$M_u = 40 \times \frac{R \text{ muros de corte, irregular}}{R \text{ muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$M_u = 40 \times 4.5 / 3 = 60 \text{ ton-m}$$

En el extremo anterior del estrechamiento y centros de masa centrados:

$$M_u = 12.2 \times \frac{R \text{ muros de corte, irregular}}{R \text{ muros de ductilidad limitada, irregular}}$$

$$M_u = 12.2 \times 4.5 / 3 = 18.3 \text{ ton-m}$$

Diseño por flexión:

$$M_u = 60 \text{ ton-m}$$

$$\text{Luz libre entre apoyos} = 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la losa} = 4.65 \text{ m}$$

$$l_n / h = 2.75 / 4.65 = 0.59 < 2, \text{ entonces la diseño por flexión como una viga pared}$$

Esta losa se comporta como una viga de gran peralte (viga diafragma), en dichas vigas la hipótesis de distribución lineal de las deformaciones por flexión ya no es válida. Para el diseño por flexión se deberá tener acero que cumpla con:

$$M_u \leq \phi A_s f_y Z$$

Donde Z es el brazo de par interno.

Para vigas de un solo tramo Z toma los siguientes valores:

$$\begin{aligned} Z &= 0.2 (L + 2h) && \text{si } 1 \leq l_n / h \leq 2 \\ Z &= 0.6 L && \text{si } l_n / h < 1 \end{aligned}$$

L es la distancia entre centros de apoyos, L no será mayor de 1.15 veces la luz libre

Utilizando, paralelo al eje Y: 6 \emptyset 5/8" (12 cm²) para cada extremo, se tiene:

$$l_n / h = 0.59 < 1, \text{ por lo tanto } Z = 0.6 L = 0.6 \times 290 = 174 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y Z = 12 \times 4200 \times 174 = 88 \text{ ton-m}, \phi M_n = 79 \text{ ton-m} > M_u = 60 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

La norma pide que el momento resistente sea $\geq 1.5 M_{cr} = 313 \text{ ton-m}$, donde:

$M_{cr} = I_g \times 2\sqrt{f_c} / Y_t$, o que por lo menos sea 4/3 del momento requerido por el análisis (1.33 x 60 ton-m), con esta última disposición es con la que se cumple.

Flexión Biaxial:

Debido a la acción paralela del sismo y la gravedad, la losa del descanso estará sometida a flexión biaxial y deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Utilizando, paralelo al eje Y, en el último nivel 6 \emptyset 5/8" para cada extremo, se tiene $M_{nz} = 88$ ton- m, $\phi M_{nz} = 79$ ton- m $>$ $M_{uz} = 60$ ton-m.....ok

$$\frac{M_{uz}}{\phi M_{nz}} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \leq 1.0$$

donde:

M_z = Momento alrededor del eje Z

M_x = Momento alrededor del eje X

M_x (acero también paralelo al eje Y):

Con \emptyset 3/8" @ 0.20 m, en toda la sección se obtiene $\phi M_{nx} = 17$ ton-m

Para la combinación $U = CS + 1.25 (CM + CV)$:

$W_u = 1.25 (0.58 + 0.20) = 0.98$ ton/m², se obtiene en toda la sección:

$M_{ux} = 1.7$ ton-m

Entonces:

$$60 / 79 + 1.7 / 17 = 0.76 + 0.1 = 0.86 \leq 1.0 \text{ok}$$

Diseño por fuerza cortante:

$$V_u = 8.6 \text{ ton}$$

La fuerza cortante de diseño deberá hallarse a partir de la suma de las fuerzas de corte relacionadas con las resistencias nominales en los extremos de la luz libre:

$$V_u \text{ diseño} = (88 + 88) / 2.75 = 64 \text{ ton}$$

El tope de la fuerza cortante sería una fuerza elástica, es decir, sin dividir el espectro entre R. Entonces, en muros de ductilidad limitada $R = 4$ multiplicado por 0.75 debido a la irregularidad de la estructura, el tope de la fuerza cortante sería:

$$V_u \leq 8.6 \times 3 = 25.8 \text{ ton}$$

Como se señaló anteriormente, en la losa van a colocarse tubos para las instalaciones por lo tanto la sección real no va a ser igual a la tomada, por este motivo sigo utilizando $\Phi = 0.85$ además de contar con refuerzo por corte.

Capacidad del concreto:

Fuerza cortante:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f_c} b d \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 20 \text{ cm} \quad d = 0.8 \times 465 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 465$$

$\Phi V_c = 48600 \text{ kg} = 48.6 \text{ ton} > V_u = 25.8 \text{ ton} \dots \dots \text{ok}$, la capacidad del concreto resiste toda la fuerza cortante.

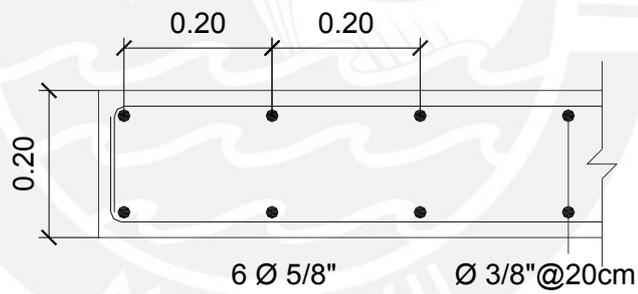
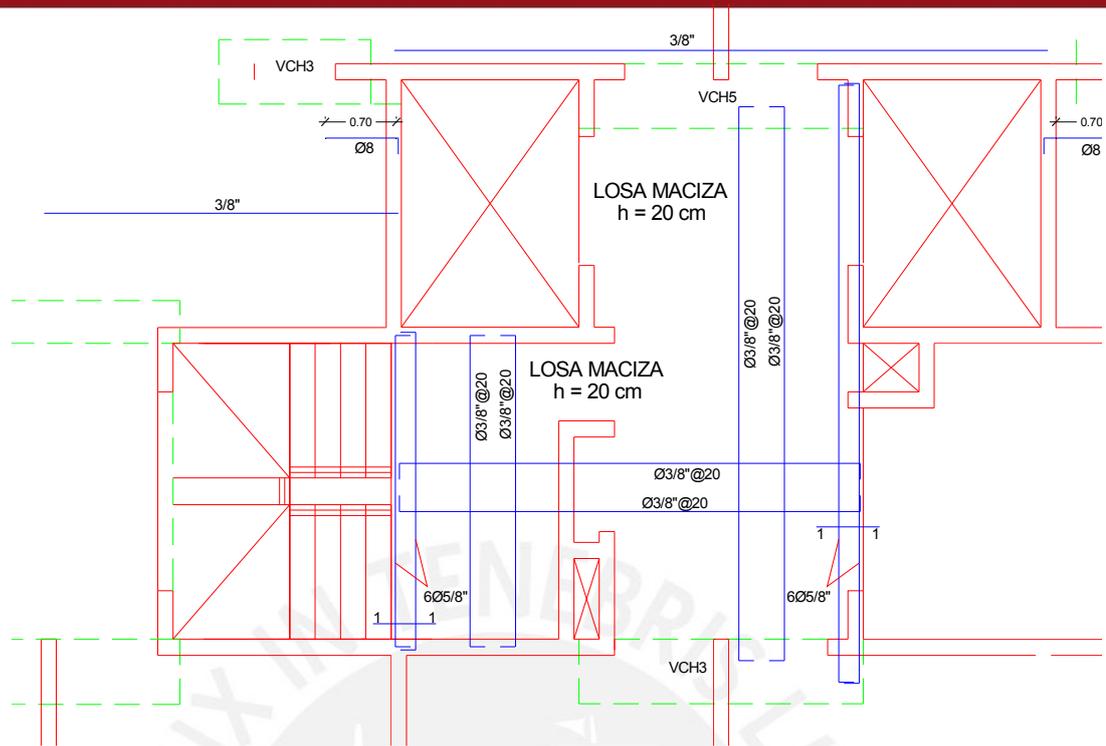
Adicionalmente se tiene el refuerzo por flexión paralelo al eje X, $2 \phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$, que a su vez posee resistencia por fuerza cortante:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

$$V_s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 465 / 20 = 111000 \text{ kg}, \phi V_s = 94 \text{ ton}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 465 = 226 \text{ ton} \dots \dots \text{ok}$$



CORTE 1-1

7.- DISEÑO DE PARAPETOS

Los parapetos se harán de concreto sólido.

Según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 los elementos no estructurales aislados de la estructura principal deben ser diseñados para resistir una fuerza sísmica que depende de su peso:

$$V = Z \times U \times C_1 \times P$$

Factor de zona: Departamento de Lima: Zona 3.....Z = 0.4

Factor de uso e importancia: Vivienda, edificación común.....U = 1

Elemento que al fallar puede precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano.....C₁ = 1.3

$$P = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ mL} \times 1.25 \text{ m} \times \text{espesor del parapeto}$$

$$P = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ mL} \times 2.25 \text{ m} \times \text{espesor del parapeto}$$

Espesores: 15 cm y 10 cm

La norma de cargas E.020 indica que las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la fuerza sísmica indicada anteriormente y la aplicación simultánea o no de una carga viva horizontal y otra carga viva vertical que para balcones y techos en general será de 60 kgf/m, y la fuerza total no será menor que 100 kgf.

Como ejemplo tomo el parapeto de 2.25 m de alto y 15 cm de espesor:

$$P = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ mL} \times 2.25 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} = 0.81 \text{ ton/m}$$

$V = 0.4 \times 1 \times 1.3 \times 0.81 \text{ ton} / \text{m} = 0.42 \text{ ton/m}$, la carga horizontal de 1.25 x 60 kgf/m es adicionada a la fuerza sísmica.

$$Vu = 0.42 \text{ ton/m} + 0.08 \text{ ton/m} = 0.50 \text{ ton/m}$$

7.1.- Diseño por Fuerza Cortante

Capacidad del concreto a fuerza cortante:

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

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

$$b = 100 \text{ cm (1 mL)}$$

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 7.5$$

$$\Phi V_c = 4900 \text{ kg/mL} = 4.9 \text{ ton/m} > 0.50 \text{ ton/m} \dots \text{ok}$$

7.2.- Diseño por Momento Flector

Momento en la base :

$$M_u = 2.25 \text{ m} \times 0.5 \text{ ton/m} = 1.13 \text{ ton-m/m, coloco } 1\phi \text{ } 1/2" \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 1.3 \text{ ton-m/m}$$

7.3.- Acero Mínimo

En los parapetos se colocará el acero mínimo que indica la Norma de Concreto E.060 para muros de contención:

$$\rho_h \geq 0.0020 \text{ y } \rho_v \geq 0.0018$$

Espaciamiento máximo: 3t ó 45 cm

Espesor = 10 cm:

$$\rho_h \geq 0.0020, A_h = 0.0020 \times 10 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 2 \text{ cm}^2/\text{m, coloco } 1\phi \text{ } 8\text{mm} \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

$$\rho_v \geq 0.0018, A_v = 0.0018 \times 10 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m, coloco } 1\phi \text{ } 8\text{mm} \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

Espesor = 15 cm:

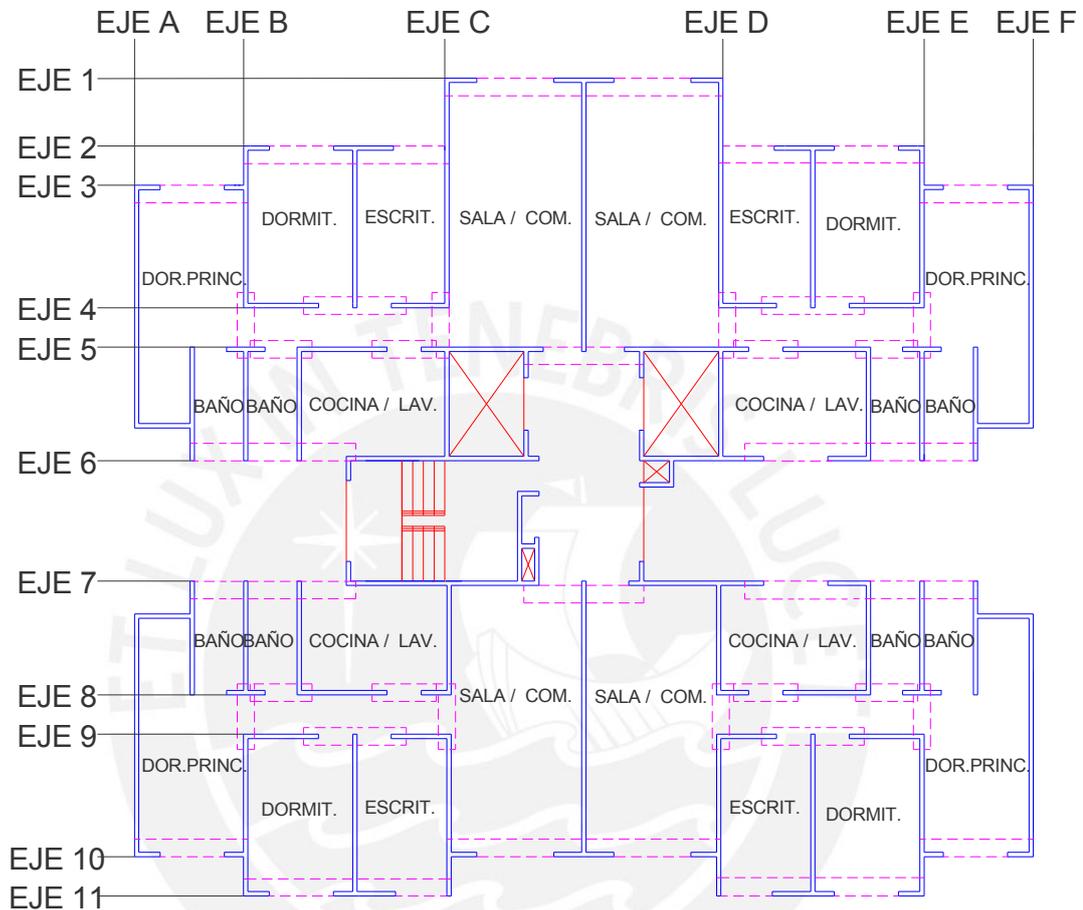
$$\rho_h \geq 0.0020, A_h = 0.0020 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2/\text{m, coloco } 1\phi \text{ } 3/8" \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

$$\rho_v \geq 0.0018, A_v = 0.0018 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m, coloco } 1\phi \text{ } 3/8" \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

8.- DISEÑO DE VIGAS

Las vigas chatas, tendrán una base igual a 40 cm y un peralte de 17 cm ó 20 cm.

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



8.1.- Diseño por Flexión y Corte

Diseño por Flexión

$$\phi M_n \geq 1.5 M_{cr}$$

$$M_{cr} = f_r I_g / Y_t, \quad f_r = 2 \sqrt{f'c}$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 A_{sbr} + A'_s \times f'_{sb} / f_y$$

Diseño por Corte

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c, \quad \phi = 0.85$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} b w d$$

Si $V_s > 1.1\sqrt{f_c} b_w d$, s no deberá ser mayor de $d/4$ ni de 30 cm

Si $V_s \leq 1.1\sqrt{f_c} b_w d$, s no deberá ser mayor de $d/2$ ni de 60 cm

$$s = A_v f_y d / V_s$$

La fuerza cortante de diseño deberá hallarse a partir de la suma de las fuerzas de corte relacionadas con las resistencias nominales en los extremos de la luz libre y la fuerza cortante isostática de las cargas permanentes:

$$V_u \geq (M_{n1} + M_{n2}) / L + (1.25 W_{CM} + 1.25 W_{CV}) \times L / 2$$

Como ejemplo tomo las vigas dispuestas a lo largo del eje Y:

Para los tres últimos niveles: $\mu_u = 3.1 \text{ ton-m}$ $V_u = 7.1 \text{ ton}$

Teniendo una base de 40 cm y un peralte de 17cm:

$$1.5 M_{cr} = 0.8 \text{ ton-m} \leq \mu_u \dots \text{ok}$$

Utilizo 4 ϕ 5/8" en la parte superior y 4 ϕ 5/8" en la parte inferior,

$$\phi M_n = 3.2 \text{ ton-m}, M_n = 3.6 \text{ ton-m}$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 A_{sbr} + A'_s \times f'_{sb} / f_y$$

$$A_s \text{ máx} = 0.016 \times b \times d + A'_s \times f'_{sb} / f_y$$

$$A_s \text{ máx} = 0.016 \times 40 \text{ cm} \times 13.5 \text{ cm} + 4 \times 2 \text{ cm}^2 \times 739 / 4200$$

$$A_s \text{ máx} = 8.6 \text{ cm}^2 + 1.4 \text{ cm}^2 = 10 \text{ cm}^2 > A_s \text{ colocado} = 8 \text{ cm}^2 \dots \text{ok}$$

$$V_u \text{ máx} = (3.6 + 3.6) / 0.9 = 8 \text{ ton}$$

Con $b_w = 40 \text{ cm}$:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times (17-3.5) = 4.1 \text{ ton}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 8 / 0.85 - 4.1 = 5.3 \text{ ton}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 40 \times (17-3.5) = 16.4 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$s = 2 \times 0.5 \times 4200 \times (17-3.5) / 5300 = 10.7 \text{ cm, entonces}$$

utilizo 1 estribo ϕ 8 mm @ 5 cm, resto @ 7.5 cm

8.2.- Control de Fisuración

En la zona de tracciones máximas del elemento, la distribución del acero en tracción por flexión será de tal modo que:

$$Z \leq 31000 \text{ kg/cm (condiciones de exposición interior)}$$

$$Z = f_s (d_c A)^{1/3} \text{ kg/cm}$$

$$f_s = M \text{ servicio} / A_s 0.9 d$$

$$A = 2 X b_w / N_{\text{barras}}$$

X: Longitud entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero en tracción por flexión

Dc: Distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero más cercano a ésta.

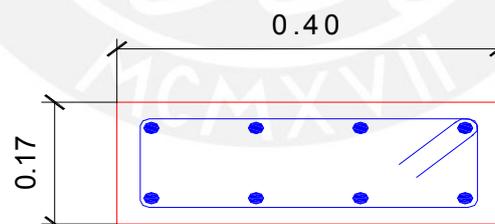
Para la viga indicada anteriormente:

$$f_s = M \text{ servicio} / A_s 0.9 d = 260000 / 4 \times 2 \times 0.9 \times 13.5 = 2670$$

$$d_c = 3.5 \text{ cm}, X = 3.5 \text{ cm}, N_{\text{barras}} = 4, b_w = 40 \text{ cm}$$

$$A = 2 X b_w / N_{\text{barras}} = 2 \times 3.5 \times 40 / 4 = 70$$

$$Z = f_s (d_c A)^{1/3} = 2670 (3.5 \times 70)^{1/3} = 16710 \leq 31000 \text{ kg/cm} \dots \text{ok, cumple con ser menor al parámetro Z}$$



8 Ø 5/8", 1 □ Ø 8 mm: 1 @ 5 cm,
resto @ 7.5 cm en cada extremo

VCH4

9.- DISEÑO DE MUROS

La presente edificación está dirigida a vivienda económica, por lo tanto se busca reducir los espesores de los muros hasta 10 cm, donde no se podrá tener confinamiento en los extremos, por ello son denominados muros de ductilidad limitada.

Los muros cumplen la función de ser divisores de ambientes y muros portantes, resistirán las cargas axiales y las fuerzas sísmicas, tanto momento flector como fuerza cortante, por lo tanto serán diseñados por flexocompresión.

9.1.- Diseño por Flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión de las secciones correspondientes a los muros realizo una hoja de cálculo con el programa excel, donde las constantes consideradas son las siguientes:

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$ec = 0.003$$

$$ey = 0.0021$$

$$\text{Beta1} = 0.85$$

Tomo los momentos con respecto al centroide plástico en tracción o en compresión según sea el caso, puesto que considero la contribución de los muros perpendiculares.

Bajo los cálculos en la hipótesis que dice que las deformaciones en el concreto y en el acero son proporcionales a la distancia al eje neutro.

Defino las capas de acero empezando por la más cercana al borde en compresión, tomando como posición de la capa a la distancia del centro de gravedad del acero al borde en compresión.

Tomo valores de c (posición del eje neutro con respecto al borde en compresión) para graficar el diagrama de interacción.

P_o : Valor máximo de la carga axial $P_o = 0,85 \cdot f_c(A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$
 P_o máx: Valor máximo de la carga axial del código $P_o \text{ max} = 0,80 P_o$
 P_u máx: Valor máximo de la carga axial P_u admitido por el código $= 0,7 \cdot 0,8 \cdot P_o$
 T_o : Tracción Pura $= A_s \cdot f_y$

P_n de transición: Menor valor entre $(0,1 / 0,7) f_c A_g$ y P_b , desde donde es posible iniciar la interpolación del valor ϕ .

$$\Phi = 0.9 - (0.2 P_n / P_{tran})$$

Combinaciones de Cargas

$$U_1 = 1.5 CM + 1.8 CV$$

$$U_2 = 1.25 (CM + CV) + CS$$

$$U_3 = 1.25 (CM + CV) - CS$$

$$U_4 = 0.9 CM + CS$$

$$U_5 = 0.9 CM - CS$$

La carga axial es pequeña ($N_u / A_g < 0.1 f_c$) por consiguiente $V_c = 0$, entonces $V_u > 0.5 \phi V_c$, con lo que se tendría: $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$

Cuantía mínima de acero vertical: $\rho_v \geq 0.0025$, no considero la fórmula que depende de la cuantía de acero horizontal puesto que $H = 12 \times 2.62 \text{ m} = 31.44 \text{ m}$, por lo tanto $H/L > 2.5$

Espaciamiento máximo de cuantía vertical: $L / 3$, $3 t$, ó 45 cm , el menor

Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción $\sigma_u = M_u Y_t / I_g - P_u / A_g$ supera a $2\sqrt{f_c}$, se debe comprobar que el momento resistente sea $\geq 1.5 M_{cr}$, donde:

$$M_{cr} = I_g (2\sqrt{f_c} + P_u / A_g) / Y_t$$

9.2.- Diseño por Corte y Corte por fricción

Diseño por Corte

Cuantía mínima de acero horizontal : $\rho_h \geq 0.0025$,

Espaciamiento máximo de cuantía horizontal: $L / 5$, $3t$, ó 45 cm , el menor

Resistencia del Concreto al Corte: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} t d$, si $N_u / A_g < 0.1 f'_c$
entonces $V_c = 0$ (N_u actúa al mismo tiempo con V_u).

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s) , \quad \phi = 0.85$$

Resistencia del Acero al Corte: $V_s = A_v f_y d / s$, donde $d = 0.8L$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} t d = 2.1 \times \sqrt{210} \times t \times 0.8 L = 24.3 t \times L$$

La fuerza cortante V_u debe cumplir con lo siguiente :

$$V_u \geq V_{ua} (\text{Mur} / M_{ua})$$

Donde :

V_{ua} : Fuerza cortante procedente del análisis.

M_{ua} : Momento flector procedente del análisis.

Mur: Momento flector teórico resistente sin considerar el factor ϕ .

$\text{Mur} / M_{ua} \leq R$, un valor mayor ya no es lógico pues el tope sería una fuerza elástica, es decir, sin dividir el espectro entre R .

Corte por Fricción:

$$V_u = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

$$\mu = 0.6, \quad \phi = 0.85$$

$N_u = 0.9 N_m$, donde N_m es la carga muerta

A_v : área de refuerzo a través del plano de cortante

$$V_u \leq 0.2 \phi f'_c A_c = 0.2 \times 0.85 \times 210 A_c = 35.7 A_c$$

$$V_u \leq 56 \phi A_c = 56 \times 0.85 A_c = 47.6 A_c$$

$$\text{Entonces } V_u \leq 35.7 A_c$$

9.3.- Requisitos para muros con espesores de 10 cm

Muros de Ductilidad Limitada:

Como en los últimos pisos se tiene muros de 10 cm se debería haber usado $R = 0.75 \times 4 = 3$, como se ha utilizado $R = 4.5$, al momento de diseñar los muros de 10 cm se deberá amplificar las fuerzas y momentos sísmicos por $4.5 / 3 = 1.5$.

Para los muros de 10 cm (muros de ductilidad limitada) la profundidad del eje neutro debe cumplir con lo siguiente:

$$c < \frac{l m}{600 \times (\Delta m / h m)}$$

Donde:

$l m$: longitud del muro en el plano horizontal

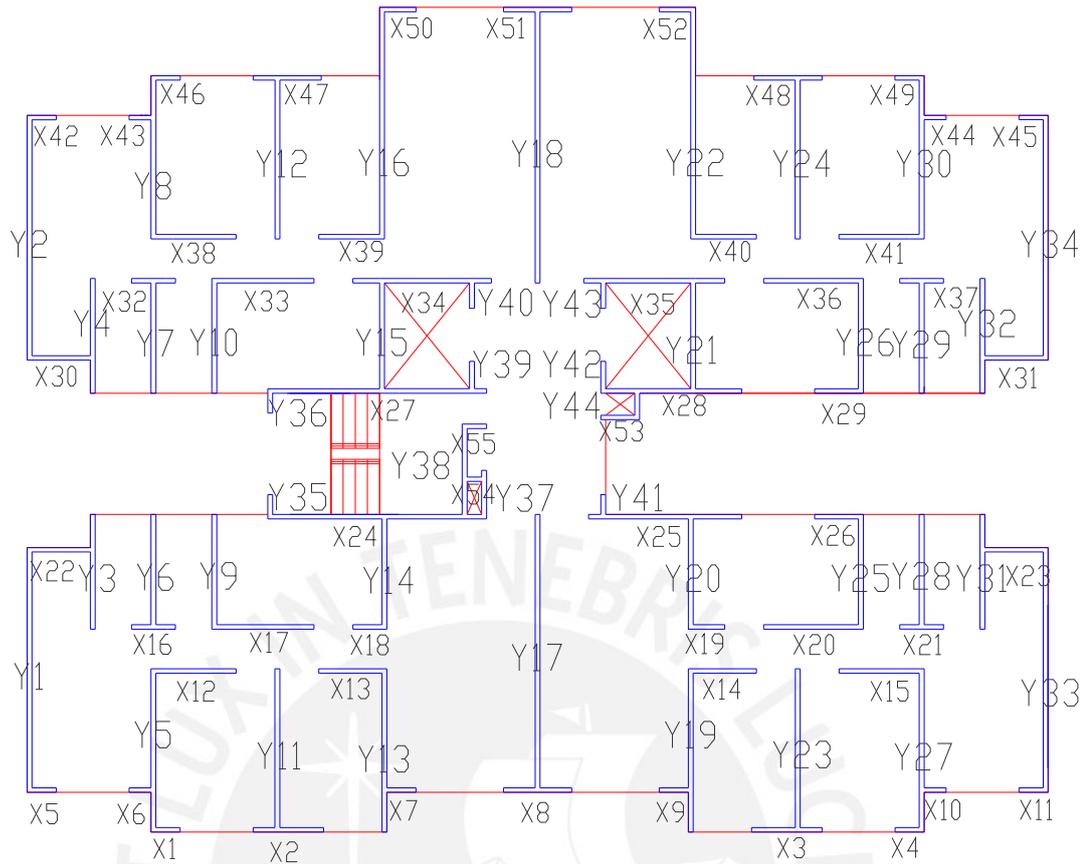
$h m$: altura total del muro

Δm : desplazamiento relativo al suelo del nivel más alto del muro

$$h m = 12 \times 2.62 = 31.44m$$

9.4.- Confinamiento de Extremos

Los muros con espesores mayores o iguales a 15 cm poseerán confinamiento en los extremos con estribos cerrados, dichos estribos de confinamiento deben tener un diámetro mínimo de 8mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20 m.



9.5.- En la dirección Y muestro como ejemplo el diseño del muro Y19:

Primer Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$Pu1 = 1.5 \times 122 \text{ ton} + 1.8 \times 24 \text{ ton} = 227 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$Pu2 = 1.25 \times 146 \text{ ton} + (97) = 280 \text{ ton}$$

$$Pu3 = 1.25 \times 146 \text{ ton} - (97) = 86 \text{ ton}$$

$$Pu4 = 0.9 \times 122 \text{ ton} + (97) = 207 \text{ ton}$$

$$Pu5 = 0.9 \times 122 \text{ ton} - (97) = 13 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$Mu = 228 \text{ ton-m}$$

$$Vua = 17 \text{ ton}$$

Diseño por Flexocompresión:

$t = 15\text{cm}$: $A_v = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$
+ $6\phi 5/8''$ en el extremo opuesto a la aleta.

Considerando que la aleta está en compresión:

$\sigma_{u2} = \mu Y_t / I_g - P_{u2} / A_g = 12 < 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 468 \text{ ton-m}$

$\sigma_{u3} = \mu Y_t / I_g - P_{u3} / A_g = 38 > 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 285 \text{ ton-m}$

$\sigma_{u4} = \mu Y_t / I_g - P_{u4} / A_g = 22 < 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 400 \text{ ton-m}$

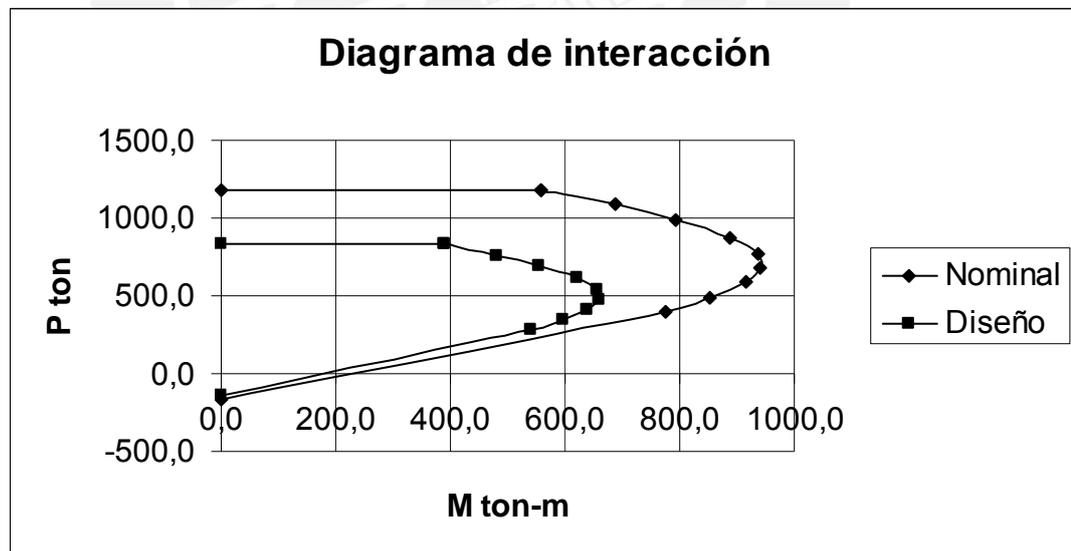
$\sigma_{u5} = \mu Y_t / I_g - P_{u5} / A_g = 47 > 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 216 \text{ ton-m}$

$P_{u2} = 280 \text{ ton}$ $M_n = 774 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 542 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u3} = 86 \text{ ton}$ $M_n = 403 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 323 \text{ ton-m} > 285 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u4} = 207 \text{ ton}$ $M_n = 650 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 455 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u5} = 13 \text{ ton}$ $M_n = 277 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 246 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$



Considerando que la aleta está en tracción:

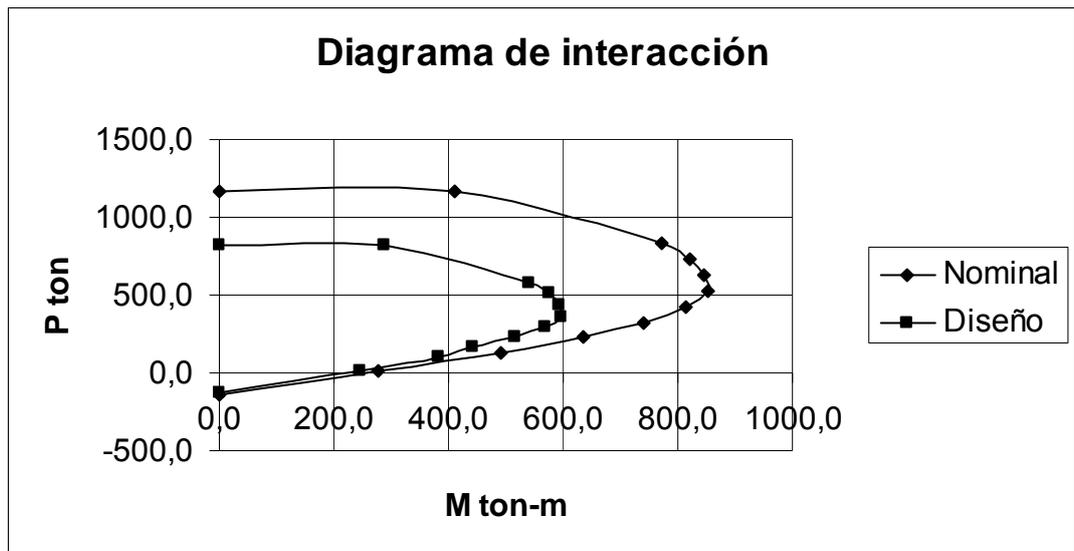
$\sigma_u = \mu_y t / I_g - P_u / A_g = 28 < 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 354 \text{ ton-m}$

Pu2= 280 ton Mn= 799 ton-m $\phi M_n = 560 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu3= 86 ton Mn= 447 ton-m $\phi M_n = 360 \text{ ton-m} > 285 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu4= 207 ton Mn= 708 ton-m $\phi M_n = 496 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu5= 13 ton Mn= 277 ton-m $\phi M_n = 246 \text{ ton-m} > 228 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$



Diseño por Corte:

Vua= 17 ton

$N_u < 0.1 f'_c A_g = 156 \text{ ton}$ entonces $V_c = 0$

$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / M_{ua})}$

Para Pu2: $V_u \geq 17 \times (799 / 228) = 17 \times 3,5$ y $3,5 < R = 4.5 \dots \text{ok}$

Entonces:

$V_u \geq 17 \times 3,5 = 60 \text{ ton}$

$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} t d = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 15 \times 0.8 \times 370 = 29 \text{ ton}$,

$\phi V_s = 31 \text{ ton}$

Para Pu3: $V_u \geq 17 \times (447 / 228) = 17 \times 2$ y $2 < R = 4.5 \dots \text{ok}$

Entonces:

$$V_u \geq 17 \times 2 = 34 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0, \phi V_s = 34 \text{ ton}$$

Escojo el más desfavorable: $\phi V_s = 34 \text{ ton}$

$$\rho_h \geq 0.0025, A_h = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ utilizo } 1\phi \text{ } 3/8" @ 20 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s, \text{ donde } d = 0.8L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 370 / 20 = 37500 \text{ kg} = 38 \text{ ton} > 34 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} t d = 24.3 t \times L = 24.3 \times 15 \times 370 = 135 \text{ ton}$$

$$\phi V_s \leq 115 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Corte por Fricción:

Escojo el más desfavorable: $V_u = 60 \text{ ton}$

$$A_{vf} = 14 \phi \text{ } 3/8" + 6 \phi \text{ } 5/8" + 4 \phi \text{ } 1/2" = 27 \text{ cm}^2$$

$$V_u = \phi \mu (N_u + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (0.9 \times 122000 + 27 \times 4200) \\ = 114 \text{ ton} > 60 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f_c A_c = 35.7 \times 15 \times 0.8 \times 370 = 159000 \text{ kg} = 159 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Segundo Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$P_{u1} = 1.5 \times 112 \text{ ton} + 1.8 \times 22 \text{ ton} = 208 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$P_{u2} = 1.25 \times 134 \text{ ton} + (94) = 262 \text{ ton}$$

$$P_{u3} = 1.25 \times 134 \text{ ton} - (94) = 74 \text{ ton}$$

$$P_{u4} = 0.9 \times 112 \text{ ton} + (94) = 195 \text{ ton}$$

$$P_{u5} = 0.9 \times 112 \text{ ton} - (94) = 7 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$M_u = 184 \text{ ton-m}$$

$$V_{ua} = 16 \text{ ton}$$

Diseño por flexocompresión:

$t = 15\text{cm}$: $A_v = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$
+ $6\phi 5/8''$ en el extremo opuesto a la aleta.

Considerando que la aleta está en compresión:

$\sigma_{u3} = \mu_u Y_t / I_g - P_{u3} / A_g = 30 > 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la
verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 273 \text{ ton-m}$

$\sigma_{u5} = \mu_u Y_t / I_g - P_{u5} / A_g = 38 > 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la
verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 210 \text{ ton-m}$

$P_{u2} = 262 \text{ ton}$ $M_n = 745 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 520 \text{ ton-m} > 184 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u3} = 74 \text{ ton}$ $M_n = 380 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 310 \text{ ton-m} > 273 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u4} = 195 \text{ ton}$ $M_n = 630 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 440 \text{ ton-m} > 184 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u5} = 7 \text{ ton}$ $M_n = 270 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 240 \text{ ton-m} > 210 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Considerando que la aleta está en tracción:

$\sigma_{u5} = \mu_u Y_t / I_g - P_{u5} / A_g = 23 < 2\sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la
verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 344 \text{ ton-m}$

$P_{u2} = 262 \text{ ton}$ $M_n = 780 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 546 \text{ ton-m} > 184 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u3} = 74 \text{ ton}$ $M_n = 419 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 343 \text{ ton-m} > 273 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u4} = 195 \text{ ton}$ $M_n = 690 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 483 \text{ ton-m} > 184 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u5} = 7 \text{ ton}$ $M_n = 263 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 235 \text{ ton-m} > 210 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Diseño por Corte:

$V_{ua} = 16 \text{ ton}$

$N_u < 0.1 f'_c A_g = 156 \text{ ton}$ entonces $V_c = 0$

$V_u \geq V_{ua} (\text{Mur} / M_{ua})$

Para P_{u2} : $V_u \geq 16 \times (780 / 184) = 16 \times 4,2$ y $4,2 \leq R = 4.5 \dots \text{ok}$

Entonces:

$V_u \geq 16 \times 4.2 = 67 \text{ ton}$

$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} t d = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 15 \times 0.8 \times 370 = 29 \text{ ton}$,

$$\phi V_s = 38 \text{ ton}$$

$$\text{Para Pu3: } V_u \geq 16 \times (419 / 184) = 16 \times 2,3 \text{ y } 2,3 < R = 4.5 \dots \text{ok}$$

Entonces:

$$V_u \geq 16 \times 2,3 = 36 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0, \phi V_s = 36 \text{ ton}$$

Escojo el más desfavorable: $\phi V_s = 38 \text{ ton}$

$$\rho_h \geq 0.0025, A_h = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ utilizo } 1\phi \text{ } 3/8'' @ 20 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s, \text{ donde } d = 0.8L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 370 / 20 = 37500 \text{ kg} = 38 \text{ ton} \geq 38 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} t d = 24.3 \text{ t} \times L = 24,3 \times 15 \times 370 = 135 \text{ ton}$$

$$\phi V_s \leq 115 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Corte por Fricción:

Escojo el más desfavorable: $V_u = 67 \text{ ton}$

$$A_{vf} = 14 \phi \text{ } 3/8'' + 6 \phi \text{ } 5/8'' + 4 \phi \text{ } 1/2'' = 27 \text{ cm}^2$$

$$V_u = \phi \mu (N_u + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (0.9 \times 112000 + 27 \times 4200) \\ = 109 \text{ ton} > 67 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f_c A_c = 35,7 \times 15 \times 0,8 \times 370 = 159000 \text{ kg} = 159 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Tercer Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$P_{u1} = 1.5 \times 102 \text{ ton} + 1.8 \times 20 \text{ ton} = 189 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$P_{u2} = 1.25 \times 122 \text{ ton} + (88) = 241 \text{ ton}$$

$$P_{u3} = 1.25 \times 122 \text{ ton} - (88) = 65 \text{ ton}$$

$$P_{u4} = 0.9 \times 102 \text{ ton} + (88) = 180 \text{ ton}$$

$$P_{u5} = 0.9 \times 102 \text{ ton} - (88) = 4 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$Mu = 154 \text{ ton-m}$$

$$Vua = 16 \text{ ton}$$

Diseño por flexocompresión:

$t = 15\text{cm}$: $Av = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$
+ $6\phi 5/8"$ en el extremo opuesto a la aleta.

Considerando que la aleta está en compresión:

$\sigma_{u3} = Mu Yt / Ig - Pu3 / Ag = 25 < 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la
verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 265 \text{ ton-m}$

$\sigma_{u5} = Mu Yt / Ig - Pu5 / Ag = 32 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la
verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 207 \text{ ton-m}$

$$Pu2 = 241 \text{ ton} \quad Mn = 710 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 500 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu3 = 65 \text{ ton} \quad Mn = 364 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 300 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu4 = 180 \text{ ton} \quad Mn = 600 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 420 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu5 = 4 \text{ ton} \quad Mn = 263 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 236 \text{ ton-m} > 207 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

Considerando que la aleta está en tracción:

$\sigma_{u5} = Mu Yt / Ig - Pu5 / Ag = 20 < 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la
verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 340 \text{ ton-m}$

$$Pu2 = 241 \text{ ton} \quad Mn = 755 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 529 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu3 = 65 \text{ ton} \quad Mn = 397 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 330 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu4 = 180 \text{ ton} \quad Mn = 665 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 466 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu5 = 4 \text{ ton} \quad Mn = 257 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 230 \text{ ton-m} > 154 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

Diseño por Corte:

$$Vua = 16 \text{ ton}$$

$$Nu < 0.1 f'c Ag = 156 \text{ ton entonces } Vc = 0$$

$$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / } M_{ua} \text{)}$$

$$\text{Para } P_u2: V_u \geq 16 \times (755 / 154) = 16 \times 4,9 \text{ y } 4,9 > R = 4.5$$

Ya no es lógico pues el tope sería una fuerza elástica, es decir, sin dividir entre R.

Entonces:

$$V_u \geq 16 \times 4.5 = 72 \text{ ton, } \phi = 1$$

$$\phi V_c = 1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} t d = 1 \times 0.53 \times 14.5 \times 15 \times 0.8 \times 370 = 34 \text{ ton,}$$

$$\phi V_s = 38 \text{ ton}$$

$$\text{Para } P_u3: V_u \geq 16 \times (397 / 154) = 16 \times 2,6 \text{ y } 2,6 < R = 4.5 \dots \text{ok}$$

Entonces:

$$V_u \geq 16 \times 2,6 = 41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0, \phi V_s = 41 \text{ ton}$$

Escojo el más desfavorable: $\phi V_s = 41 \text{ ton}$

$$\rho_h \geq 0.0025, A_h = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ utilizo } 1 \phi 3/8" @ 15 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s, \text{ donde } d = 0.8L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 370 / 15 = 50000 \text{ kg} = 50 \text{ ton} > 41 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} t d = 24.3 \text{ t} \times L = 24,3 \times 15 \times 370 = 135 \text{ ton}$$

$$\phi V_s \leq 115 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Corte por Fricción:

Escojo el más desfavorable: $V_u = 72 \text{ ton, } \phi = 1$

$$A_{vf} = 14 \phi 3/8" + 6 \phi 5/8" + 4 \phi 1/2" = 27 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \mu (N_u + A_{vf} f_y) = 1 \times 0.6 (0.9 \times 102000 + 27 \times 4200) \\ &= 124 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f'_c A_c = 42 \times 15 \times 0,8 \times 370 = 186500 \text{ kg} = 187 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Finalmente para los tres primeros niveles tomo:

Acero vertical: $1\phi 3/8" @ 20\text{ cm} + 6\phi 5/8"$ en un extremo

Acero horizontal: $1\phi 3/8" @ 15\text{ cm}$

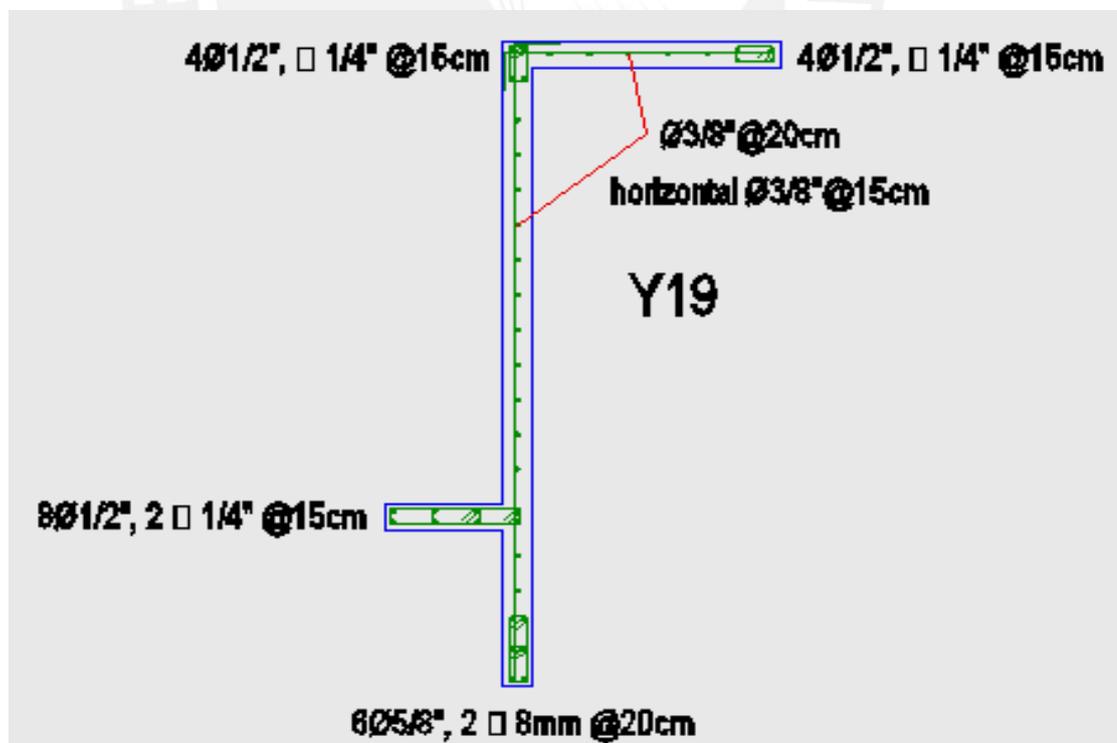
Para los muros de 10 cm (muros de ductilidad limitada) la profundidad del eje neutro debe cumplir con lo siguiente:

$$c < \frac{l m}{600 \times (\Delta m / h m)}$$

$$h m = 12 \times 2.62 = 31.44\text{m}$$

caso más desfavorable: $\Delta m = 0.074\text{m}$ (extremo F)

$$c < \frac{l m}{600 \times (7.4 / 3144)} = 0.71 L m \dots \dots \text{ok puesto que se tiene } c \leq 0.48 L m$$



9.6.- En la dirección X muestro como ejemplo el diseño del muro X24:

Primer Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$Pu1 = 1.5 \times 127 \text{ ton} + 1.8 \times 30 \text{ ton} = 245 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$Pu2 = 1.25 \times 157 \text{ ton} + (15) = 211 \text{ ton}$$

$$Pu3 = 1.25 \times 157 \text{ ton} - (15) = 181 \text{ ton}$$

$$Pu4 = 0.9 \times 127 \text{ ton} + (15) = 129 \text{ ton}$$

$$Pu5 = 0.9 \times 127 \text{ ton} - (15) = 99 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$Mu = 583 \text{ ton-m}$$

$$Vua = 48 \text{ ton}$$

Diseño por flexocompresión:

t = 15cm: $Av = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo 1φ 1/2" @ 20 cm, 6φ 5/8" en Y35, 4φ 1/2" + 4 φ 3/8" en el extremo Y37

Considerando que la aleta del muro Y37 está en compresión:

$\sigma u2 = Mu Yt / Ig - Pu2 / Ag = 49 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 631 \text{ ton-m}$

$\sigma u3 = Mu Yt / Ig - Pu3 / Ag = 52 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 594 \text{ ton-m}$

$\sigma u4 = Mu Yt / Ig - Pu4 / Ag = 56 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 530 \text{ ton-m}$, por lo tanto controla $Mu = 583 \text{ ton-m}$.

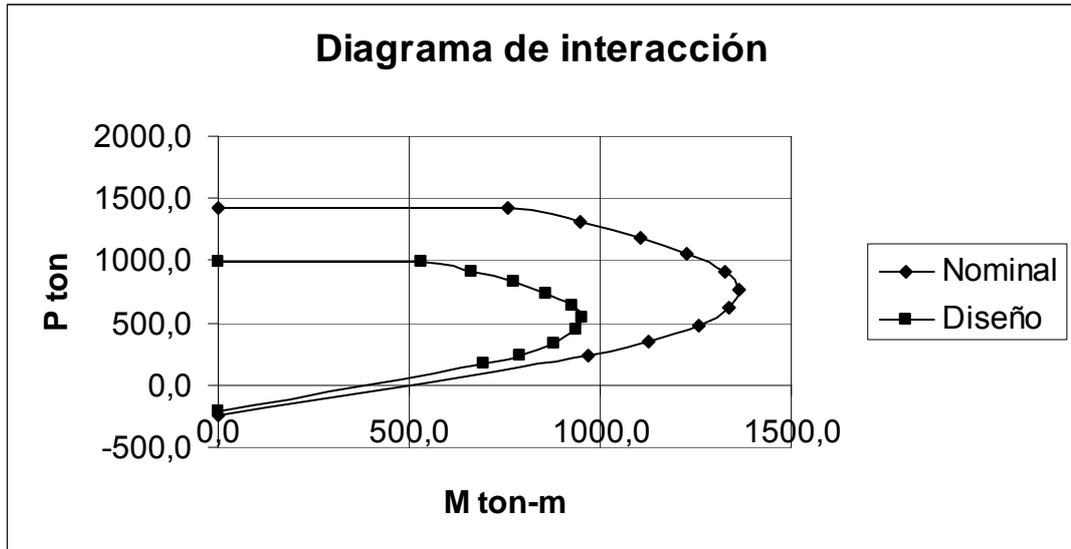
$\sigma u5 = Mu Yt / Ig - Pu5 / Ag = 59 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 492 \text{ ton-m}$, por lo tanto controla $Mu = 583 \text{ ton-m}$.

$$Pu2 = 211 \text{ ton} \quad Mn = 1060 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 745 \text{ ton-m} > 631 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu3 = 181 \text{ ton} \quad Mn = 1000 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 703 \text{ ton-m} > 594 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu4 = 129 \text{ ton} \quad Mn = 845 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 655 \text{ ton-m} > 583 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu5 = 99 \text{ ton} \quad Mn = 765 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 616 \text{ ton-m} > 583 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$



Considerando que la aleta del muro Y35 está en compresión:

$\sigma_2 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u}{A_g} = 39 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 725 \text{ ton-m}$

$\sigma_3 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u}{A_g} = 42 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 683 \text{ ton-m}$

$\sigma_4 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u}{A_g} = 47 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 609 \text{ ton-m}$

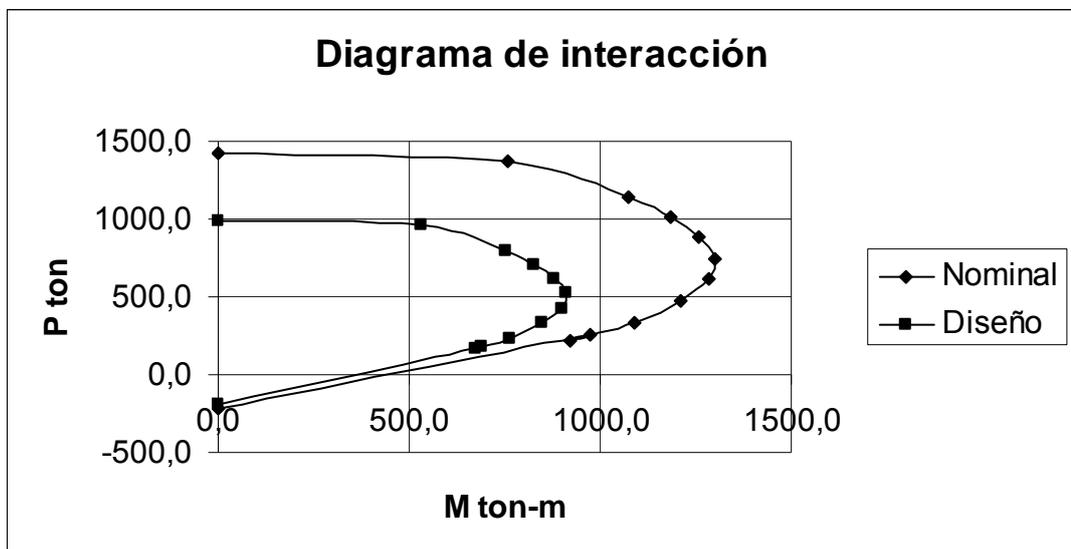
$\sigma_5 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u}{A_g} = 50 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 566 \text{ ton-m}$

$P_{u2} = 211 \text{ ton}$ $M_n = 1045 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 731 \text{ ton-m} > 725 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u3} = 181 \text{ ton}$ $M_n = 980 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 691 \text{ ton-m} > 683 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u4} = 129 \text{ ton}$ $M_n = 830 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 642 \text{ ton-m} > 609 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_{u5} = 99 \text{ ton}$ $M_n = 747 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 603 \text{ ton-m} > 566 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$



Diseño por Corte:

$$V_{ua} = 48 \text{ ton}$$

$$N_u < 0.1 f'c A_g = 216 \text{ ton entonces } V_c = 0$$

$$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / } M_{ua} \text{)}$$

$$\text{Para } P_{u2}: V_u \geq 48 \times (1060 / 583) = 48 \times 1,8 \text{ y } 1,8 < R = 4.5 \dots \text{ok}$$

Entonces:

$$V_u \geq 48 \times 1,8 = 87 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0, \phi V_s = 87 \text{ ton}$$

$$\rho_h \geq 0.0025, A_h = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ utilizo } 1\phi \text{ } 1/2'' \text{ @ } 20 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s, \text{ donde } d = 0.8L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times 1.29 \times 4200 \times 0.8 \times 450 / 20 = 82900 \text{ kg} = 83 \text{ ton} \approx 87 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} t d = 24.3 \text{ t} \times L = 24,3 \times 15 \times 450 = 164 \text{ ton}$$

$$\phi V_s \leq 139 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Corte por Fricción:

$$A_{vf} = 24 \phi \text{ } 1/2'' + 2 \phi \text{ } 5/8'' = 35 \text{ cm}^2$$

$$V_u = \phi \mu (N_{u_{\min}} + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (99000 + 35 \times 4200) \\ = 126 \text{ ton} > 87 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f'c A_c = 35,7 \times 15 \times 0,8 \times 450 = 192800 \text{ kg} = 193 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Segundo Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$Pu1 = 1.5 \times 104 \text{ ton} + 1.8 \times 28 \text{ ton} = 206 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$Pu2 = 1.25 \times 132 \text{ ton} + (14) = 179 \text{ ton}$$

$$Pu3 = 1.25 \times 132 \text{ ton} - (14) = 151 \text{ ton}$$

$$Pu4 = 0.9 \times 104 \text{ ton} + (14) = 108 \text{ ton}$$

$$Pu5 = 0.9 \times 104 \text{ ton} - (14) = 80 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$Mu = 457 \text{ ton-m}$$

$$Vua = 56 \text{ ton}$$

Diseño por flexocompresión:

$t = 15 \text{ cm}$; $Av = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$, $6\phi 5/8"$ en Y35, $4\phi 1/2" + 4\phi 3/8"$ en el extremo Y37

Considerando que la aleta del muro Y37 está en compresión:

$\sigma u2 = Mu Yt / I_g - Pu2 / Ag = 37 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 592 \text{ ton-m}$

$\sigma u3 = Mu Yt / I_g - Pu3 / Ag = 40 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 557 \text{ ton-m}$

$\sigma u4 = Mu Yt / I_g - Pu4 / Ag = 44 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 504 \text{ ton-m}$

$\sigma u5 = Mu Yt / I_g - Pu5 / Ag = 46 > 2\sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi Mn \geq 1.5Mcr = 469 \text{ ton-m}$

$$Pu2 = 179 \text{ ton} \quad Mn = 990 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 702 \text{ ton-m} > 592 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu3 = 151 \text{ ton} \quad Mn = 910 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 679 \text{ ton-m} > 557 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu4 = 108 \text{ ton} \quad Mn = 785 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 629 \text{ ton-m} > 504 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

$$Pu5 = 80 \text{ ton} \quad Mn = 710 \text{ ton-m} \quad \phi Mn = 590 \text{ ton-m} > 469 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$$

Considerando que la aleta del muro Y35 está en compresión:

$\sigma_2 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 2}{A_g} = 29 \approx 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 680 \text{ ton-m}$

$\sigma_3 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 3}{A_g} = 32 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 640 \text{ ton-m}$

$\sigma_4 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 4}{A_g} = 36 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 579 \text{ ton-m}$

$\sigma_5 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 5}{A_g} = 39 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5M_{cr} = 539 \text{ ton-m}$

$P_u 2 = 179 \text{ ton}$ $M_n = 975 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 690 \text{ ton-m} > 457 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_u 3 = 151 \text{ ton}$ $M_n = 893 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 667 \text{ ton-m} > 640 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_u 4 = 108 \text{ ton}$ $M_n = 772 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 615 \text{ ton-m} > 579 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

$P_u 5 = 80 \text{ ton}$ $M_n = 695 \text{ ton-m}$ $\phi M_n = 574 \text{ ton-m} > 539 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Diseño por Corte:

$V_{ua} = 56 \text{ ton}$

$N_u < 0.1 f_c A_g = 216 \text{ ton}$ entonces $V_c = 0$

$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / M_{ua})}$

Para $P_u 2$: $V_u \geq 56 \times (990 / 457) = 56 \times 2,2$ y $2,2 < R = 4.5 \dots \text{ok}$

Entonces:

$V_u \geq 56 \times 2,2 = 121 \text{ ton}$

$\phi V_c = 0$, $\phi V_s = 121 \text{ ton}$

$\rho_h \geq 0.0025$, $A_h = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 1/2'' @ 15 \text{ cm}$

$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s$, donde $d = 0.8L$

$\phi V_s = 0.85 \times 1.29 \times 4200 \times 0.8 \times 450 / 15 = 110500 \text{ kg} = 111 \text{ ton} \approx 121 \text{ ton} \dots \text{ok}$

$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} t d = 24.3 \text{ t} \times L = 24,3 \times 15 \times 450 = 164 \text{ ton}$

$\phi V_s \leq 139 \text{ ton} \dots \text{ok}$

Corte por Fricción:

$$A_{vf} = 24 \phi 1/2" + 2 \phi 5/8" = 35 \text{ cm}^2$$

Para $P_{u2} = 179 \text{ ton}$: $V_u = 121 \text{ ton}$

$$\begin{aligned} V_{u2} &= \phi \mu (N_{u2} + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (179000 + 35 \times 4200) \\ &= 166 \text{ ton} > 121 \text{ ton} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

Para $P_{u5} = 80 \text{ ton}$: $V_u = 56 \times (710 / 457) = 56 \times 1.6 = 87 \text{ ton}$

$$\begin{aligned} V_{u5} &= \phi \mu (N_{u5} + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (80000 + 35 \times 4200) \\ &= 116 \text{ ton} > 87 \text{ ton} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f'_c A_c = 35,7 \times 15 \times 0,8 \times 450 = 192800 \text{ kg} = 193 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Tercer Nivel :

Combinaciones de Cargas:

$$P_{u1} = 1.5 \times 101 \text{ ton} + 1.8 \times 25 \text{ ton} = 197 \text{ ton (compresión positivo)}$$

$$P_{u2} = 1.25 \times 126 \text{ ton} + (13) = 171 \text{ ton}$$

$$P_{u3} = 1.25 \times 126 \text{ ton} - (13) = 145 \text{ ton}$$

$$P_{u4} = 0.9 \times 101 \text{ ton} + (13) = 104 \text{ ton}$$

$$P_{u5} = 0.9 \times 101 \text{ ton} - (13) = 78 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico:

$$M_u = 340 \text{ ton-m}$$

$$V_{ua} = 49 \text{ ton}$$

Diseño por flexocompresión:

$t = 15 \text{ cm}$: $A_v = 0.0025 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1 \phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$,
 $6 \phi 5/8"$ en Y35, $4 \phi 1/2" + 4 \phi 3/8"$ en el extremo Y37

Considerando que la aleta del muro Y37 está en compresión:

$\sigma_4 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 4}{A_g} = 30 \approx 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 499 \text{ ton-m}$

$\sigma_5 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 5}{A_g} = 33 > 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 466 \text{ ton-m}$

Pu2= 171 ton Mn= 965 ton-m $\phi M_n = 696 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu3= 145 ton Mn= 720 ton-m $\phi M_n = 567 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu4= 104 ton Mn= 649 ton-m $\phi M_n = 529 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu5= 78 ton Mn= 710 ton-m $\phi M_n = 588 \text{ ton-m} > 466 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Considerando que la aleta del muro Y35 está en compresión:

$\sigma_5 = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u 5}{A_g} = 27 < 2\sqrt{f_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto no se hace la verificación $\phi M_n \geq 1.5 M_{cr} = 536 \text{ ton-m}$, por lo tanto controla $M_u = 340 \text{ ton-m}$.

Pu2= 171 ton Mn= 951 ton-m $\phi M_n = 684 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu3= 145 ton Mn= 876 ton-m $\phi M_n = 660 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu4= 104 ton Mn= 761 ton-m $\phi M_n = 610 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Pu5= 78 ton Mn= 690 ton-m $\phi M_n = 571 \text{ ton-m} > 340 \text{ ton-m} \dots \text{ok}$

Diseño por Corte:

Vua= 49 ton

$N_u < 0.1 f_c A_g = 216 \text{ ton}$ entonces $V_c = 0$

$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / Mua)}$

Para Pu2: $V_u \geq 49 \times (965 / 340) = 49 \times 2,8$ y $2,8 < R = 4.5 \dots \text{ok}$

Entonces:

$V_u \geq 49 \times 3 = 137 \text{ ton}$

$\phi V_c = 0, \phi V_s = 137 \text{ ton}$

$\rho_h \geq 0.0025, A_h = 0.0025 \times 15\text{cm} \times 100\text{cm} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, utilizo $1\phi 1/2'' @ 12.5\text{cm}$

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s, \text{ donde } d = 0.8L$$

$$\phi V_s = 0.85 \times 1.29 \times 4200 \times 0.8 \times 450 / 12.5 = 132600 \text{ kg} = 133 \text{ ton} \approx 137 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} t d = 24.3 t \times L = 24.3 \times 15 \times 450 = 164 \text{ ton}$$

$$\phi V_s \leq 139 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Corte por Fricción:

$$A_{vf} = 24 \phi 1/2" + 2 \phi 5/8" = 35 \text{ cm}^2$$

Para $P_{u2} = 171 \text{ ton}$: $V_u = 137 \text{ ton}$

$$V_{u2} = \phi \mu (N_{u2} + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (171000 + 35 \times 4200) \\ = 153 \text{ ton} > 134 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Para $P_{u5} = 78 \text{ ton}$: $V_u = 49 \times (710 / 340) = 49 \times 2.1 = 102 \text{ ton}$

$$V_{u5} = \phi \mu (N_{u5} + A_{vf} f_y) = 0.85 \times 0.6 (78000 + 35 \times 4200) \\ = 115 \text{ ton} > 102 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

$$V_u \leq 0.2 \phi f_c A_c = 35.7 \times 15 \times 0.8 \times 450 = 192800 \text{ kg} = 193 \text{ ton} \dots \text{ok}$$

Finalmente para los tres primeros niveles tomo:

Acero vertical: $1 \phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$, $6 \phi 5/8"$ en Y35, $4 \phi 1/2" + 4 \phi 3/8"$ en el extremo Y37

Acero horizontal: $1 \phi 1/2" @ 12.5 \text{ cm}$

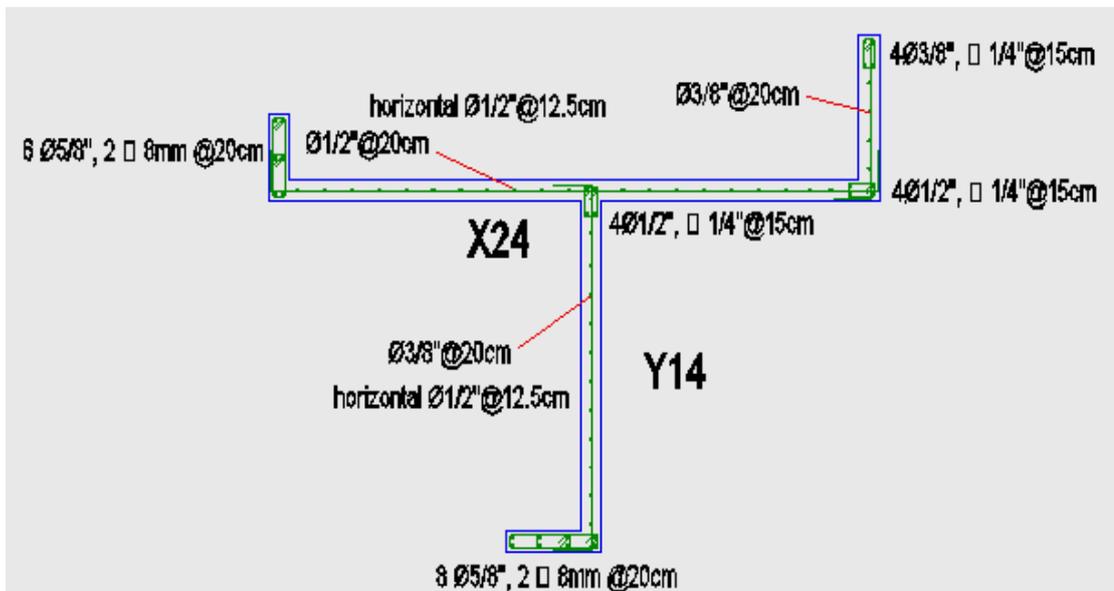
Para los muros de 10 cm (muros de ductilidad limitada) la profundidad del eje neutro debe cumplir con lo siguiente:

$$c < \frac{l_m}{600 \times (\Delta m / h_m)}$$

$$h_m = 12 \times 2.62 = 31.44 \text{ m}$$

caso más desfavorable: $\Delta m = 0.096 \text{ m}$ (extremo 9)

$$c < \frac{l m}{600 \times (9.6 / 3144)} = 0.55 L m \dots \dots \text{ok puesto que se tiene } c \leq 0.20 L m$$



10.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

10.1.- Predimensionamiento

Como ejemplo tomo el muro más solicitado por carga axial, este sería el muro Y17.

Del metrado de cargas se obtiene 30.8 ton por metro de longitud.

$\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$ a 1.5 m de profundidad

$$\sigma = P / A$$

$$\sigma = (30.8 \text{ ton / ml }) \times 1.05 / \text{Ancho del Cimiento} = 32.3 / L$$

Entonces $b_{\text{requerido}} = 0.80 \text{ m}$

De forma similar se hizo un predimensionamiento para cada muro, obteniendo anchos variables de 0.60 m hasta 0.80 m.

10.2.- Análisis por Sismo y Carga axial

Luego se hizo un cálculo con sismo utilizando todo el conjunto. En este caso se consideró cimientos más anchos hacia el perímetro para ganar inercia.

Se verifica que la ubicación entre el centro de las cargas de gravedad y el centroide de la cimentación sea tal que no se genere una compresión mayor debido a un momento flector adicional proveniente de la excentricidad. En este caso los dos centros están ubicados en el mismo punto.

Para el edificio:

$$P = 4245 \text{ ton}$$

Fueron consideradas las cargas de servicio, es decir, sin factores de amplificación. El momento flector sísmico proviene de la utilización del espectro de la norma sísmica E-030 dividido entre 1,25.

Para sismo en Y: $M = 9990 \text{ ton-m}$

$$\sigma = P / A \pm M y / I$$

$$A = 200 \text{ m}^2$$

$$I = 6681 \text{ m}^4$$

$$y_c = 10.4 \text{ m}$$

$$\sigma = 4245 / 200 + 9990 \times 10.4 / 6681$$

$$\sigma = 21.2 \pm 15.6 = 37 \text{ ton/m}^2 \text{ ó } 6 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_1 = 37 \text{ ton/m}^2$, esta presión no excede a la capacidad admisible del terreno $\sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$

Para sismo en X: $M = 6148 \text{ ton-m}$

$$\sigma = P / A \pm M y / I$$

$$A = 200 \text{ m}^2$$

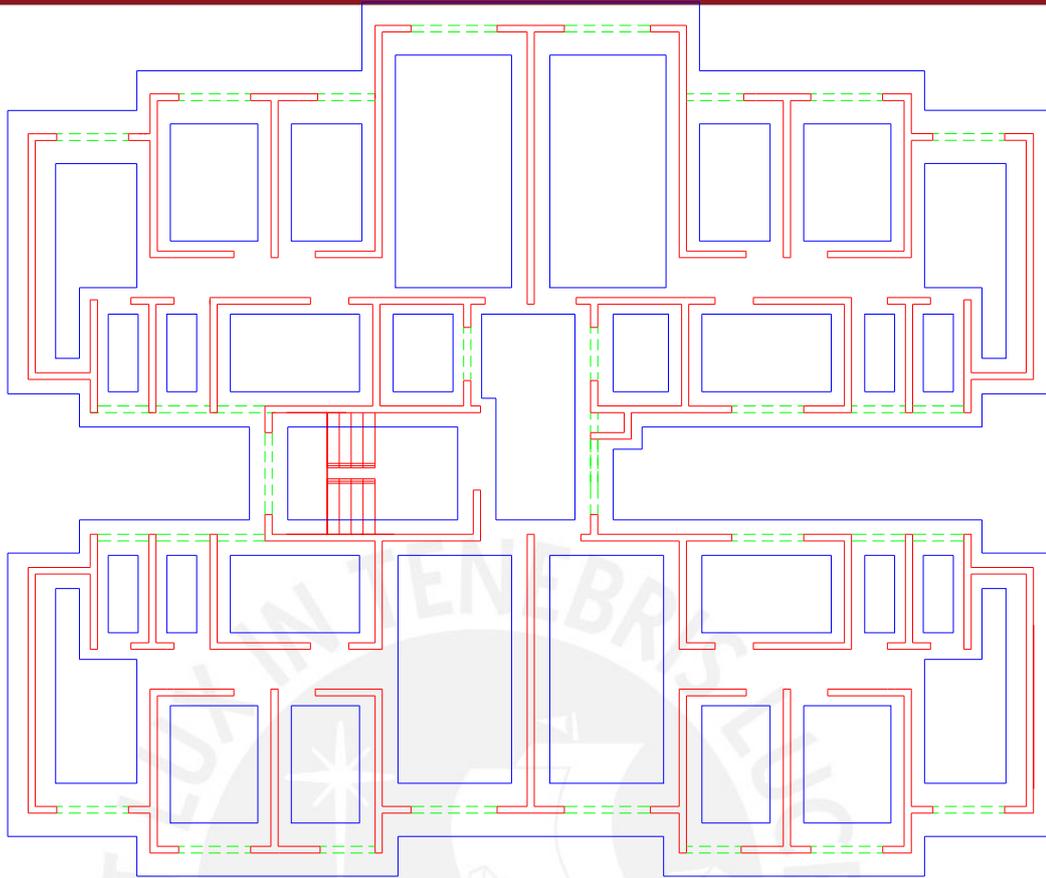
$$I = 8518 \text{ m}^4$$

$$y_c = 10.95 \text{ m}$$

$$\sigma = 4245 / 200 \pm 6148 \times 10.95 / 8518$$

$$\sigma = 21.2 \pm 7.9 = 29 \text{ ton/m}^2 \text{ ó } 13 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_1 = 29 \text{ ton/m}^2$, esta presión no excede a la capacidad admisible del terreno $\sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$



10.3.- Diseño por Flexión y Corte de Cimientos Corridos

Utilizo $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

B : ancho del cimiento

H : altura del cimiento, H = 60 cm, d = 50 cm

b = 100 cm (puesto que el análisis es por metro lineal)

Carga vertical por metro lineal : $w_u = 3.7 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \times 100 \text{ cm} = 463 \text{ kg/ml}$

10.3.1.- Diseño por Corte

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} b d = 0.85 \times 0.53 \times 13.2 \times 100 \times 50 = 30 \text{ ton}$$

Evalúo la fuerza cortante actuante a d (50 cm) de la cara, teniendo el cimienta una aleta de 53 cm:

$$V_u = 0.03 \text{ m} \times 463 \text{ kg/ml} = 14 \text{ kg} < \phi V_c \dots \text{ok}$$

10.3.2.- Diseño por Flexión

M y / I debe ser menor o igual a $2 \sqrt{f'_c}$ para no necesitar acero por flexión

$$M = w_u \times (B - 15 \text{ cm})^2 / 8 = 463 \times (120 - 15)^2 / 8$$

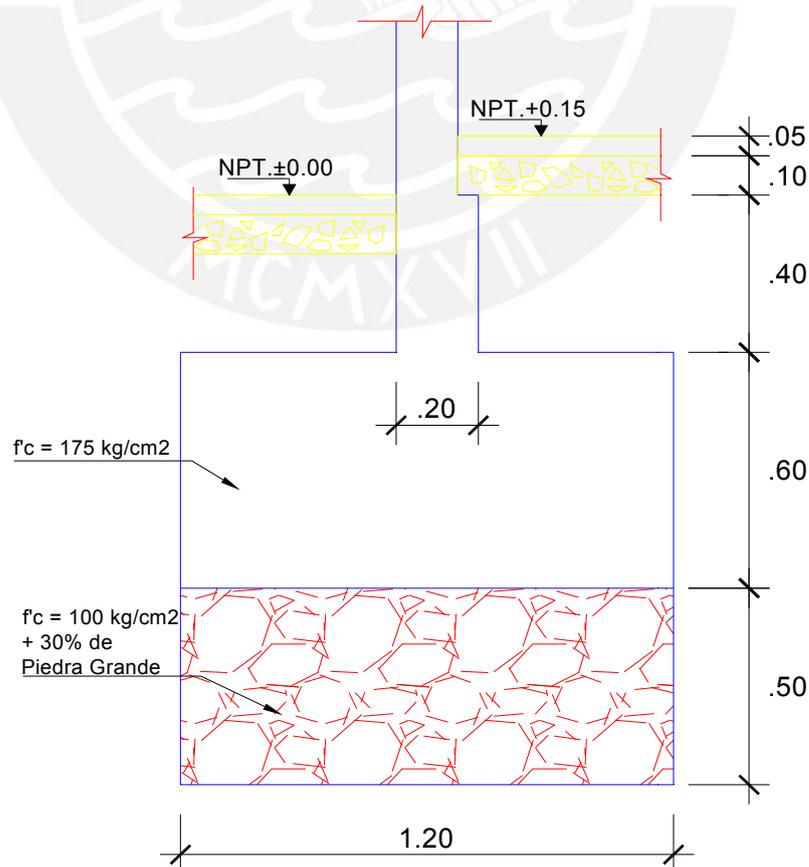
$$= 638072 \text{ kg-cm/ml}$$

$$y / I = 6 / b H^2 = 6 / (100 \times 60 \times 60) \text{ cm}^{-3}$$

$$M y / I = 10.6 \text{ kg/cm}^2 \leq 2 \times \sqrt{175} = 26.5 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

10.4.- Diseño de vigas en zona de parapetos

ot = 40 ton/m² a 1.5 m de profundidad



10.4.1.- Diseño por flexión

Estas vigas son de gran peralte, en dichas vigas la hipótesis de distribución lineal de las deformaciones por flexión ya no es válida. Para el diseño por flexión se deberá tener acero que cumpla con:

$$M_u \leq \phi A_s f_y Z$$

Donde Z es el brazo de par interno, para vigas de un solo tramo:

$$Z = 0.2 (L + 2h) \quad \text{si } 1 \leq l_n / h \leq 2$$

$$Z = 0.6 L \quad \text{si } l_n / h < 1$$

L es la distancia entre centros de apoyos, L no será mayor de 1.15 veces la luz libre

Refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión:

$$\phi M_n \geq 1.5 M_{cr}$$

$$\text{donde: } M_{cr} = I_g \times 2\sqrt{f_c} / Y_t,$$

O en todo caso que por lo menos ϕM_n sea 4/3 del momento requerido por el análisis.

Caso de viga de 1.80 m de luz libre

$$M_u^+ = W L^2 / 12$$

$$M_u^- = W L^2 / 24$$

$$W_u = 1.25 (C_M + C_V) + C_S$$

$$\text{Ancho de cimiento} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de la viga} = 1.00 \text{ m}$$

$$W = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \times 120 \text{ cm} = 52.5 \text{ ton/m}$$

Acero Inferior : $M_u = 52.5 \times 1.8 \times 1.8 / 12 = 14 \text{ ton-m}$

Acero Superior : $M_u = 52.5 \times 1.8 \times 1.8 / 24 = 7 \text{ ton-m}$

Con una ancho igual a 20 cm:

$1.5 M_{cr^+} = 46 \text{ ton-m}$

$1.5 M_{cr^-} = 25 \text{ ton-m}$

Por lo tanto ϕM_n deberá ser $4/3$ del momento requerido por el análisis

$l_n / h = 1.80 / 1.00 = 1.8$, $1 \leq l_n / h \leq 2$ entonces $Z = 0.2 (L + 2h)$

$L = 3.18$, $L_{\text{tope}} = 1.15 \times 1.80 \text{ m} = 2.1 \text{ m}$

$Z = 0.2 (2.1 + 2 \times 1.0) = 0.82 \text{ m}$

Acero colocado:

Con $2 \phi 3/4"$, $A_s = 5.68 \text{ cm}^2$:

$\phi M_n = \phi A_s f_y Z = 0.9 \times (5.68 \text{ cm}^2) \times 4200 \times 82 = 18 \text{ ton-m} \approx 1.33 \times 14 = 18.7 \text{ ton-m}$

Entonces utilizo $2 \phi 3/4"$ en la parte inferior y $2 \phi 3/4"$ en la parte superior, en una base de 20 cm, cumpliendo con tener un área que sea por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

10.4.2.- Estribos

Se colocan estribos cada:

$d/4$, 8 db ó 30 cm, el que sea menor.

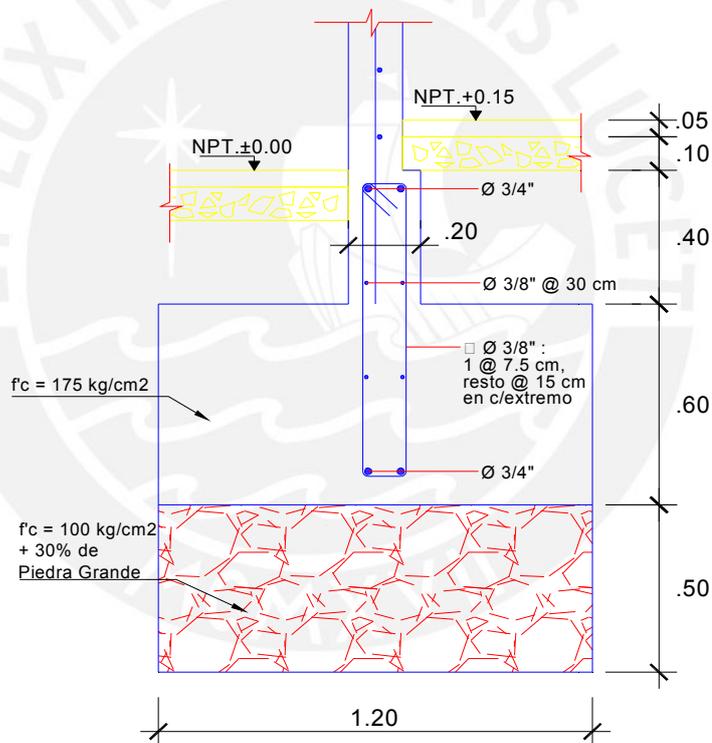
Uso estribos de ϕ 3/8" : 1 @ 7.5 cm, resto @ 15 cm en cada extremo de la viga.

10.4.3.- Refuerzo Horizontal

Se debe tener refuerzo horizontal que cumpla con lo siguiente:

La cuantía deberá ser como mínimo 0.0025 y su espaciamiento no excederá de $d/3$ ni de 45 cm.

Por lo tanto se coloca refuerzo longitudinal: 2 ϕ 3/8" @ 30 cm.



CORTE 1-1

ESCALA: 1/25

Juntas laterales de parapetos = 2 cm

11.- CONCLUSIONES

1.- Debido a la necesidad de construir viviendas económicas para satisfacer los requerimientos de precios accesibles para los pobladores, se realiza la construcción de edificios conformados por muros de concreto armado cuyo espesor podrá ir disminuyendo a lo largo de su altura, y que además de servir para dividir ambientes serán muros portantes. El espesor de los muros podrá disminuirse hasta 10 cm, donde no es posible confinar los extremos, teniendo acero vertical en una sola hilera. Cuando una edificación posee muros de 10 cm de espesor es denominada Edificio con Muros de Ductilidad Limitada, en este sistema estructural no se puede desarrollar desplazamientos inelásticos importantes y debe cumplirse con lo especificado en la norma para este tipo de estructura.

2.- El predimensionamiento de los muros, en este caso, se ha efectuado aplicando la fórmula de la Norma de Concreto E-060 que toma en cuenta la acción de la carga vertical y la esbeltez del muro, mientras más esbelto sea un muro menos carga podrá soportar. Posteriormente se examina si por efectos sísmicos se requiere un espesor mayor, ya sea para colocar una cantidad de acero por flexocompresión que no cabe en el espesor seleccionado inicialmente o por corte.

3.- Se debe tener siempre en cuenta que los muros que conforman la caja de la escalera o del ascensor, en el interior de la caja deberán poseer una superficie plana sin discontinuidades por cambios de espesor de los muros en el interior de la caja. Dicho muros deben hacerse excéntricos hacia el lado exterior o en todo caso de un espesor constante en toda la altura del edificio.

4.- Cuando los muros son analizados con modelos seudo tridimensionales de pórticos planos, como son los elementos frame, se debe considerar la presencia de los muros perpendiculares, tomando una aleta contribuyente a cada lado del alma de una longitud igual al 10% de la altura total del muro o la mitad de la longitud al muro adyacente paralelo, la que sea menor.

5.- Por la presencia del estrechamiento que se observa en planta, se realiza dos modelos: uno tomando un solo diafragma rígido por piso, y un segundo modelo donde se toma dos diafragmas rígidos por piso correspondientes al bloque posterior y al bloque anterior, para así tomar los resultados más desfavorables.

Además, al presentarse dicho estrechamiento en la losa, es importante conocer las fuerzas y momentos que ésta recibe.

6.- La losa maciza que une a los dos bloques de la edificación es modelada con un elemento frame de 20 cm de peralte, siendo sus nudos extremos los centros de masa del bloque anterior y del posterior, asignando brazos rígidos desde los centros de masa hasta el borde del respectivo diafragma rígido.

Para cada diafragma rígido se asigna tres grados de libertad: dos de traslación y uno de rotación.

7.- Los resultados de los dos modelos de análisis sísmico son similares debido a que los dos bloques son muy parecidos, también por este motivo las fuerzas y momentos en la losa del estrechamiento no son muy altos.

8.- Cuando los muros son de 15 cm de espesor es posible confinar los extremos con estribos, por lo tanto el coeficiente de reducción R es igual a 6, la edificación es irregular en planta, por lo tanto se toma $R = 0.75 \times 6 = 4.5$.

Como en los últimos pisos se tiene muros de 10 cm se debería haber usado $R = 0.75 \times 4 = 3$, como se ha utilizado $R = 4.5$ para el espectro, al momento de diseñar los muros de 10 cm se debe amplificar las fuerzas y momentos sísmicos por $4.5 / 3 = 1.5$.

9.- Para el análisis sísmico preliminar los datos de masas, momentos de inercia y centros de gravedad provienen de considerar la geometría de la planta y un valor de peso distribuido en el área (1 ton/m^2 para piso típico y 0.8 ton/m^2 para la azotea), con lo que es posible conseguir un estimado rápido de dichos parámetros.

10.- Para el análisis sísmico definitivo se hace un metrado de cargas muertas y vivas, en el cálculo de la masa se considera el 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva que es la que corresponde para las edificaciones de la categoría C.

11.- Con el fin de obtener los resultados máximos de desplazamientos y fuerzas, debe considerarse el efecto de las excentricidades accidentales, el cual proviene de la incertidumbre en la localización de los centros de masa. En cada nivel se considera el 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de análisis.

- 12.- Los periodos fundamentales son los siguientes: $T_x = 0.75 \text{ s}$
 $T_y = 0.49 \text{ s}$

El resultado de los periodos es razonable puesto que la edificación tiene mayor densidad de muros en Y que en la dirección X, por lo tanto posee una mayor rigidez en la dirección Y. Mientras mayor sea la rigidez, menor será el periodo.

13.- Los desplazamientos laterales de entrepiso que son de interés son los correspondientes a los nudos ubicados en los extremos de los diafragmas, para el sismo en la dirección X se analizan los desplazamientos de los extremos 1 y 11, y para el sismo en la dirección Y se analizan los desplazamientos de los extremos A y F. La distorsión de entrepiso máxima permitida por la norma es la correspondiente a muros de ductilidad limitada $\Delta_i / h_{ei} \leq 0.005$.

14.- Para cada dirección se escala la fuerza del análisis dinámico, la fuerza cortante en la base no debe ser menor que el 90 % del valor calculado para el caso estático para estructuras irregulares. Con este factor $f_e = 0.90 \times V_{est} / V_{din}$ se escalan los resultados salvo los desplazamientos, por lo tanto se utiliza un caso de análisis para fuerzas y otro para desplazamientos.

15.- En el diseño por flexión de losas aligeradas al examinar los máximos momentos positivos y negativos, es evidente que la elección del peralte del aligerado es adecuado ($L/25$) debido a que las luces son pequeñas, necesitándose sólo acero de diámetro 8 mm o de 3/8" como máximo.

La fuerza cortante la soportará el concreto puesto que en las viguetas no se colocan estribos, sólo se puede hacer uso de ensanches.

16.- En la zona del estrechamiento se hace uso de una losa de 20 cm, y debido a que en ella van a colocarse tubos para las instalaciones la sección real no va a ser igual a la tomada, entonces se tiene que poner más acero de refuerzo que el necesario por cálculo, dicha losa va estar sometida adicionalmente a fuerza sísmica por lo tanto se debe tomar la mayor seguridad posible. Por análisis sísmico recibe corte y flexión, como $l_n / h = 2.75 / 4.65 = 0.59 < 2$ la losa se comporta como una viga de gran peralte (viga diafragma), en dichas vigas la hipótesis de distribución lineal de las deformaciones por flexión ya no es válida. Para el diseño por flexión se debe cumplir con el procedimiento que indica la Norma.

Debido a la acción paralela del sismo y la gravedad, la losa del descanso es diseñada por flexión biaxial.

La fuerza cortante de diseño deberá hallarse a partir de la suma de las fuerzas de corte relacionadas con las resistencias nominales en los extremos de la luz libre, el tope de la fuerza cortante sería una fuerza elástica, es decir, sin dividir el espectro entre R.

17.- Para elementos en flexión la norma pide que el momento resistente sea $\geq 1.5M_{cr}$, donde: $M_{cr} = I_g \times 2\sqrt{f'_c} / Y_t$, o que por lo menos sea 4/3 del momento requerido por el análisis, con esta última disposición es con la que se cumple si el anterior a éste es excesivo.

18.- Los parapetos se diseñan según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, la cual indica que los elementos no estructurales aislados de la estructura principal deben ser diseñados para resistir una fuerza sísmica que depende de su peso, en este caso el elemento al fallar puede precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano.

19.- Las vigas chatas son consideradas en el modelo puesto que rigidizan la estructura, por lo tanto ayudan a reducir los desplazamientos laterales. Son diseñadas con los resultados de flexión y corte provenientes del análisis sísmico y cargas distribuidas.

20.- El diseño por flexocompresión de los muros se puede realizar con una hoja de cálculo, tomando los momentos con respecto al centroide plástico en tracción o en compresión según sea el caso, puesto que se considera la contribución de los muros perpendiculares. Los cálculos se basan en la hipótesis que dice que las deformaciones en el concreto y en el acero son proporcionales a la distancia al eje neutro.

21.- Para muros la norma indica que si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción $\sigma_u = M_u Y_t / I_g - P_u / A_g$ supera a $2\sqrt{f'_c}$, se debe comprobar que el momento resistente sea $\geq 1.5 M_{cr}$, donde: $M_{cr} = I_g (2\sqrt{f'_c} + P_u / A_g) / Y_t$

También dice si la carga axial es pequeña ($N_u / A_g < 0.1 f'_c$) entonces $V_c = 0$, por lo tanto el acero será el que tome la cortante de diseño. Los muros a su vez se diseñan por la acción de corte fricción puesto que se genera una grieta potencial por el vaciado de concreto en diferentes fechas.

22.- Para los muros de 10 cm (muros de ductilidad limitada) la profundidad del eje neutro debe cumplir con lo siguiente:

$$c < \frac{l m}{600 \times (\Delta m / h m)}$$

Si esto no se cumple el espesor se aumenta a 15 cm para así poder confinar los extremos con estribos, estos estribos de confinamiento deben tener un diámetro mínimo de 8mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20 m.

23.- La cimentación se predimensiona por carga vertical tomando los muros individualmente, luego se hace un cálculo con sismo y carga vertical utilizando todo el conjunto. Se considera cimientos más anchos hacia el perímetro para ganar inercia. El esfuerzo, calculado con las cargas de servicio, que recibe el terreno no debe exceder su capacidad.

24.- Los cimientos corridos se analizan por metro de longitud, para el diseño por corte se evalúa la fuerza cortante actuante a d de la cara, para el diseño por flexión M y I debe ser menor o igual a $2 \sqrt{f'c}$ para no necesitar acero por flexión.

El cimiento corrido en la zona de parapetos se diseña como una viga, puesto que en su eje longitudinal posee carga distribuida proveniente de la reacción del terreno y no tiene un muro encima que evite su deformación.

12.- BIBLIOGRAFÍA

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2006

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE. ACI 318-02
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO
ANTONIO BLANCO

SEPARATAS DE CLASE DEL CURSO CONCRETO ARMADO 1
ING. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

APUNTES DE CLASE DEL CURSO CONCRETO ARMADO 2
ING. ANTONIO BLANCO BLASCO
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

SAP 2000-VOL 1 ANALYSIS REFERENCE (CSI) 1997

SAP 2000-VOL 2 ANALYSIS REFERENCE (CSI) 1997

AUTOCAD 2000 (BILL BURCHARD & PITZER)
PRENTICE HALL HISPANOAMERICANA