

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS DE  
SEIS PISOS UBICADO EN UN CONJUNTO HABITACIONAL EN  
EL DISTRITO DE SURCO**

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

**LAURA MARINA GUZMÁN GUILLÉN**

**ASESOR: ING. ANTONIO BLANCO BLASCO**

Lima, septiembre del 2012

## RESUMEN

En el presente trabajo se ha desarrollado el análisis y diseño estructural de un edificio de 6 pisos de concreto armado, destinado a vivienda. Este edificio se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco en la ciudad de Lima sobre un terreno de capacidad portante de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  a 1.20m. de profundidad.

El terreno cuenta con un área total de  $414 \text{ m}^2$ . En la zona de estacionamiento se encuentra ubicada la cisterna y en la azotea el cuarto de máquinas y el tanque elevado.

El edificio está estructurado sobre la base de muros de ductilidad limitada en ambas direcciones. El techo se ha resuelto con losas macizas de 13cm. y en algunas casos 20cm. en las zonas indicadas. No se ha considerado vigas peraltadas, debido a que los muros aportan suficiente rigidez a la estructura. Sólo se tiene vigas peraltadas en la llegada y salida de la escalera, y en la caja del ascensor. No se cuenta con dinteles de concreto armado en la zona de los vanos de las puertas ni de las ventanas pues éstos serán del material denominado drywall. Finalmente, se ha considerado un sistema de cimientos corridos conectados, para que éstos trabajen en conjunto.

Para el análisis sísmico del edificio se han realizado dos modelos. En el primer modelo el edificio se analiza como un conjunto de placas unidas mediante un diafragma rígido y en el segundo modelo el edificio se analiza como dos bloques conectados por un diafragma flexible debido a la abertura que se presenta en planta en la zona central (zona de la escalera y ascensor).

Para el análisis estructural se elaboraron modelos de elementos finitos usando el programa SAP 2000. El diseño de los elementos estructurales fue por capacidad última o rotura.

El análisis y diseño se han realizado de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y de las Especificaciones Normativas para el Diseño Sismorresistente y de Concreto Armado para Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada.

La resistencia a compresión del concreto para todos los elementos estructurales es de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

	Pág.
<b>PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS</b>	
<b>Capítulo 1 Descripción del Proyecto</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo 2 Consideraciones Generales</b>	<b>3</b>
2.1. Materiales Empleados	3
2.2. Método de Diseño	3
<b>Capítulo 3 Estructuración</b>	<b>4</b>
3.1 Descripción de la Estructuración	4
<b>Capítulo 4 Predimensionamiento</b>	<b>7</b>
4.1 Losas Macizas	7
4.2 Muros de Ductilidad Limitada	8
4.2.1 Primer Análisis: Esfuerzos por Compresión	10
4.2.2 Segundo Análisis: Esfuerzos Sísmicos	11
4.2.2.1 Análisis Sísmico Preliminar	14
4.3 Tanque Elevado y Cisterna	19
4.4 Pozo del Ascensor y Cuarto de Máquinas	20
4.5 Vigas	20
4.6 Escaleras	21
<b>Capítulo 5 Metrado de Cargas</b>	<b>22</b>
5.1 Losas Macizas	22
5.2 Vigas Peraltadas	26
5.3 Placas	27
5.3.1 Metrado de la Placa PL-5	28
5.3.2 Resumen de Metrado	29
5.4 Escaleras	32
<b>Capítulo 6 Análisis Sísmico</b>	<b>33</b>
6.1 Parámetros del Análisis Sísmico	33

6.1.1	Zonificación Sísmica del Perú: Factor de Zona Z	33
6.1.2	Condiciones Geotécnicas: Factor S y $T_p$	33
6.1.3	Factor de Amplificación Sísmica: Factor C	34
6.1.4	Categoría de las Edificaciones, Coeficiente de Uso: U	34
6.2	Configuración Estructural	34
6.2.1	Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica: R	35
6.3	Modelo Estructural	35
6.4	Análisis Dinámico	36
6.4.1	Procedimiento del Análisis Dinámico con el Programa SAP2000	36
6.4.2	Modos y Períodos de Vibración Resultantes	37
6.4.3	Fuerza Cortante en la Base	38
6.4.4	Control de Desplazamientos Laterales	38
6.4.4.1	Desplazamientos Relativos de Entrepiso	39
6.4.4.2	Control de Giros en Planta	41
6.5	Junta de Separación Sísmica	42
6.5.1	En la Dirección X-X	43
6.5.2	En la Dirección Y-Y	43
6.6	Estabilidad del Edificio	43
<b>Capítulo 7 Análisis Sísmico Considerando Conexión Flexible</b>		44
7.1	Análisis Sísmico	46
7.1.1	Modos y Períodos	46
7.1.2	Fuerza Cortante en la Base	47
7.1.3	Desplazamientos Laterales	48
7.2	Diseño de la Losa que Conecta los Dos Bloques	49
7.2.1	Diseño por Fuerza Cortante	50
 <b>PARTE 2: DISEÑO</b>		
<b>Capítulo 8 Aspecto Generales del Diseño</b>		52
8.1	Diseño por Flexión	53
8.2	Diseño por Flexocompresión	53
8.3	Diseño por Cortante	53

<b>Capítulo 9</b>	<b>Diseño de Losas Macizas</b>	<b>54</b>
9.1	Diseño de la Losa 01 (h=13cm.)	54
9.1.1	Metrado	55
9.1.2	Diseño por Flexión	55
9.1.3	Diseño por Corte	56
<b>Capítulo 10</b>	<b>Diseño de Vigas</b>	<b>58</b>
10.1	Metrado y Análisis Estructural	58
10.2	Diseño por Flexión	59
10.3	Diseño por Cortante	61
10.4	Diseño por Confinamiento de las Vigas Peraltadas	62
10.5	Empalme por Traslape del Refuerzo	63
<b>Capítulo 11</b>	<b>Diseño de Placas</b>	<b>64</b>
11.1	Consideraciones Generales	64
11.1.1	Con Respecto a los Materiales	64
11.1.2	Con Respecto al Diseño	64
11.2	Metrado de la Placa PL-8	67
11.3	Diseño por Flexo-compresión	68
11.4	Diseño por Capacidad	73
11.4.1	Del 1er. al 4to. Piso	73
11.4.2	Del 4to. al 6to. Piso	75
11.5	Diseño por Corte Fricción	77
<b>Capítulo 12</b>	<b>Diseño de Escaleras</b>	<b>78</b>
12.1	Diseño por Flexión	78
12.1.1	Acero Longitudinal	79
12.1.2	Acero Transversal de Temperatura	79
12.2	Diseño por Corte	79
<b>Capítulo 13</b>	<b>Diseño del Cuarto de Máquinas</b>	<b>81</b>
13.1	Diseño de Muros	81
13.2	Diseño de Techo y Losa de Fondo	81
13.2.1	Metrado de Cargas	81
13.2.2	Diseño por Flexión	81

<b>Capítulo 14</b>	<b>Diseño de Cisterna y Tanque Elevado</b>	<b>83</b>
14.1	Diseño de Cisterna	83
14.1.1	Diseño de Muros de Cisterna	83
14.1.2	Diseño de Techo y Fondo de Losa de Cisterna	85
14.2	Diseño del Tanque Elevado	86
<b>Capítulo 15</b>	<b>Cimentación</b>	<b>88</b>
15.1	Cimientos Corridos	88
15.1.1	Características de la Cimentación	89
15.1.2	Análisis por Cargas de Gravedad y de Sismo	89
15.1.3	Ejemplo de Análisis de Cimiento Corrido	90
15.1.3.1	Análisis por Esfuerzos Admisibles	90
15.1.3.2	Interacción Cimiento-Terreno	93
15.2	Diseño de la Cimentación de la Caja del Ascensor	98
15.2.1	Predimensionamiento de la Zapata	98
15.2.2	Análisis por Cargas de Gravedad	98
15.2.3	Análisis por Cargas de Gravedad y Sismo en X-X	101
15.2.4	Análisis por Cargas de Gravedad y Sismo en Y-Y	102
15.2.5	Análisis por Cortante en una Dirección	103
15.2.6	Diseño por Flexión	104
<b>Conclusiones</b>		<b>106</b>
<b>Bibliografía</b>		<b>107</b>

## PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANÁLISIS

### CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto consiste de un edificio de vivienda multifamiliar ubicado en el distrito de Surco, ciudad de Lima. El terreno cuenta con un área total de 414 m<sup>2</sup> con un frente hacia la calle y 3 linderos colindantes con terrenos vecinos. Es un edificio de viviendas con características muy comunes hoy en día, tiene como sistema estructural Muros de Ductilidad Limitada en ambas direcciones. Este sistema es muy usado debido a sus muros de espesor reducido permitiendo que los departamentos cuenten con mayor área libre en comparación con otros sistemas.

El edificio tiene seis pisos, con una altura total de 15.30m., siendo la altura de piso a piso de 2.55m.

El edificio cuenta con un área total construida de 1 782 m<sup>2</sup>, distribuido de la siguiente manera:

	1er Piso	2do al 5to Piso	6to Piso
Área (m <sup>2</sup> )	Estacionamiento: 68m <sup>2</sup> Departamentos: 342m <sup>2</sup>	288m <sup>2</sup>	288m <sup>2</sup>
Altura Libre	2.55	2.55	2.55
Ambientes	4 Estacionamientos Recepción, Hall y 3 Departamentos	4 Departamentos por piso	4 Departamentos por piso
Circulación Vertical	- Escalera Principal - Ascensor	- Escalera Principal - Ascensor	- Escalera Principal - Ascensor

En total se cuenta con 23 departamentos destinados a viviendas económicas, cuyas áreas son: 42.5m<sup>2</sup>, 67.10m<sup>2</sup>, 76.70m<sup>2</sup>, 86.15m<sup>2</sup> y 97.5m<sup>2</sup>. Se tiene también 4 estacionamientos ubicados en el primer piso a nivel de la calle.

La estructura del edificio es de concreto armado y presenta las siguientes características:



- Se tiene para la circulación vertical una caja de ascensor y una escalera contigua de desarrollo en abanico.
- Para el suministro de agua potable para consumo doméstico, se ha considerado una cisterna y un tanque elevado. El sistema empleado es el tradicional, haciendo uso de una bomba eléctrica el agua será llevada desde la cisterna al tanque elevado para luego ser distribuida a cada uno de los departamentos.
- Encima de la azotea se ubica el cuarto de máquinas del ascensor así como también el tanque para el suministro de agua potable.
- La cimentación se desarrollará mediante cimientos corridos con una profundidad de cimentación  $D_f=1.20\text{m}$ . El suelo presenta una capacidad portante de  $4\text{kg/cm}^2$ , siendo una grava mal graduada (GP).

El análisis y diseño del edificio cumple con los mínimos, especificaciones y recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, que comprende las siguientes Normas relacionadas con estructuras:

1. Norma de Cargas E.020.
2. Norma de Suelos y Cimentaciones E.050.
3. Norma de Diseño Sismorresistente E.030.
4. Norma de Concreto Armado E.060.
5. Norma para el Diseño de Edificios con Muros de Concreto de Ductibilidad Limitada 2004.

Se presentarán todos los detalles, dimensiones y refuerzos en los respectivos planos que forman parte del presente trabajo.



## CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES GENERALES

### 2.1 MATERIALES EMPLEADOS

Se empleará concreto armado con las siguientes características:

- Resistencia a compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15,000 \sqrt{f'c} = 217,371.65 \text{ kg/cm}^2$

Interactuando con el concreto se tendrá acero de refuerzo corrugado grado 60 con las siguientes características:

- Límite de fluencia:  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.2 MÉTODO DE DISEÑO

Todos los elementos de concreto armado se diseñarán por el Método de Diseño por Resistencia. En este método las cargas actuantes o de servicio se amplifican mediante factores, y se usarán combinaciones, dependiendo del tipo de carga, las cuales están indicadas en la Norma Nacional de Concreto Armado E.060.

Las combinaciones de carga contempladas en la Norma Nacional de Concreto Armado E.060 son:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$ . en donde: CM: Carga Muerta.
- $U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$  CV: Carga Viva.
- $U = 0.9CM \pm CS$  CS: Carga de Sismo

Siendo U la resistencia requerida de los elementos en su etapa última y teniéndose que cumplir que:

- Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia Última (U).

Se tiene que considerar además que la Resistencia Última para diseño es igual a la Resistencia Nominal de los elementos multiplicada por un factor de reducción  $\Phi$ , que depende de la sollicitación de diseño que estemos empleando. Por lo tanto se debe cumplir con:

$$\text{Resistencia de Diseño} \leq \Phi \text{ Resistencia Nominal}$$

## CAPÍTULO 3: ESTRUCTURACIÓN

### 3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN

En este capítulo se define la ubicación de los elementos estructurales, tales como vigas, placas, losas macizas, etc., para poder cumplir con los requerimientos de las solicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

La estructuración del edificio se realizó sobre la base de Muros de Ductilidad Limitada, de espesores de 10cm. y 15cm., es decir, espesores reducidos. Este sistema se caracteriza por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado, los cuales no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

Como se mencionó en el párrafo anterior se empleará dos espesores diferentes, los cuales tienen las siguientes características según sea el caso:

- Muros con espesores de 10cm.: presentes en la dirección longitudinal (y-y), prescinden de extremos confinados, ya que su espesor reducido no permite la colocación de estribos y el refuerzo vertical en los muros están dispuestos en una sola hilera para respetar los recubrimientos establecidos.
- Muros de espesores de 15cm.: están presentes en la caja del ascensor, en los muros de la escalera y en algunos en la dirección transversal (x-x), éstos sí se diseñarán con los extremos confinados ya que espesor lo permite.

Cabe mencionar que en uno de los muros se ha considerado una junta de separación, lo cual será explicado más adelante.

También se podrá apreciar más adelante que se tiene una estructura irregular en planta en ambas direcciones debido a la existencia de una abertura, por ello es probable que se genere torsión en el edificio. Esta abertura hace pensar que la losa de entrepiso ya no trabaja como un diafragma rígido, por lo tanto se tendrá en cuenta dos tipos de análisis; el primero será considerando cada losa de entrepiso como un diafragma rígido, y un segundo caso se analizará como dos bloques separados A y B, es decir se tendrá dos diafragmas rígidos por piso y que a su vez serán conectados por un diafragma flexible.

El sistema de piso a usar será el de losas macizas en dos direcciones con espesores de 13cm. para el área de departamentos y áreas comunes, y 20cm. para el área de baños con el fin de permitir el paso de tuberías de Instalaciones Sanitarias. Este sistema de losas macizas soportarán las cargas de gravedad que serán transmitidas a los muros y a su vez cumplen la función de diafragma rígido.

En este proyecto no fue necesario emplear vigas peraltadas, a excepción de la caja del ascensor y en la llegada de la escalera, ya que toda la rigidez está dado por los muros en ambas direcciones y como se podrá observar en uno de los próximos capítulos, los valores de deriva están muy por debajo de los máximos permitidos.

Se ha considerado tabiquería de 10cm., bloquetas sílico calcáreas P-10, tanto para los alféizares de las ventanas como para algunos cerramientos internos. Cabe mencionar que la tabiquería no está considerada en el modelo para el análisis sísmico ya que el aporte es mínimo en comparación de la rigidez dada por las placas.

Respecto a la cimentación, se ha optado por un sistema de cimientos corridos conectados entre sí con concreto de  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ . Este sistema se eligió debido a que se tiene una carga distribuida y momentos considerables, los cuales se transmitirán al suelo.

Por otro lado tenemos la cisterna que estará ubicada en el área de estacionamiento, teniendo un nivel de cimentación más profundo en relación a los demás elementos del edificio. Las paredes de la cisterna tendrán un espesor a 20 cm para poder colocar doble malla y asegurar un buen recubrimiento.

El tanque elevado irá apoyado sobre las placas laterales de la escalera. Se ubicará a una altura definida por el Ingeniero Sanitario. Se proyectarán las placas hasta dicha altura para tener una estructura más uniforme y evitar cambios bruscos de sección. Sus paredes serán vigas de gran peralte con apoyos extremos en las placas antes mencionadas. El fondo y la tapa serán losas de concreto armado para garantizar la impermeabilidad y el monolitismo del tanque en sí.

El cuarto de máquinas se estructurará como prolongación de los muros de la caja del ascensor que serán de 15cm. de espesor, este ambiente es destinado para los equipos electromecánicos del mismo.

Los muros del cerco de la zona de estacionamiento han sido diseñados como muros de concreto armado y con cimientos corridos.

La escalera no se tomará en cuenta como elemento sismo-resistente debido a que su rigidez lateral es poco significativa, comparada con las placas que la sostienen. Se diseñará sólo para cargas de gravedad.

A continuación se muestra en la figura 3.2-a, una planta típica del proyecto.

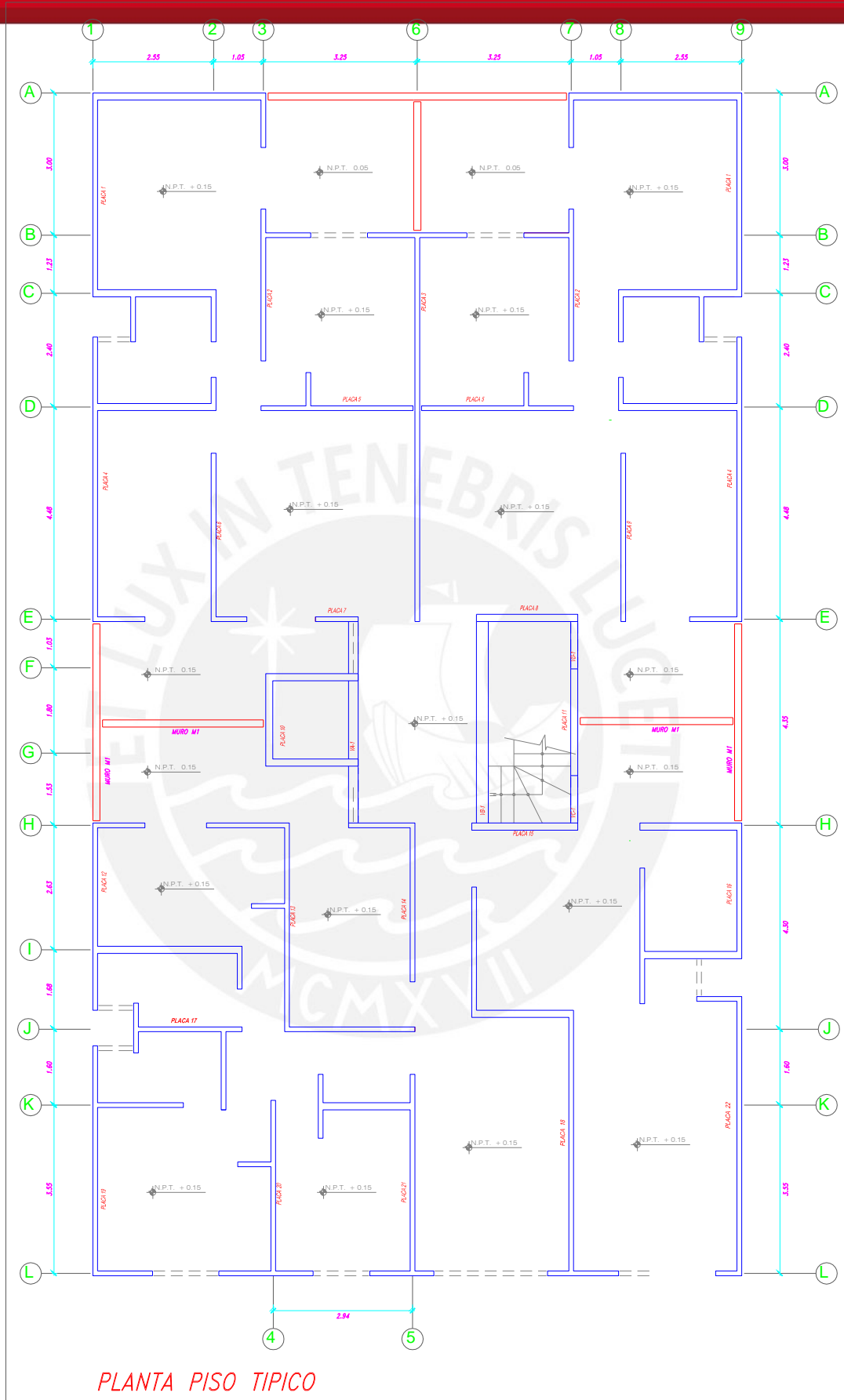


Figura 3.2-a: Planta Típica

## CAPÍTULO 4: PREDIMENSIONAMIENTO

Con el predimensionamiento se busca dar tentativamente una dimensión a los elementos estructurales tales como losas macizas, placas, vigas, cimientos, etc. Se debe procurar cumplir con los requerimientos arquitectónicos, de uso o servicio siempre que no comprometa a la estructura.

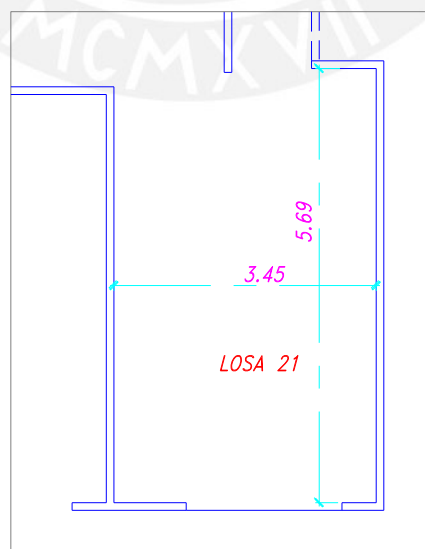
A continuación se muestran los criterios adoptados para el predimensionamiento de los elementos estructurales, cumpliendo con los valores mínimos de la Norma Nacional de Concreto Armado E.060 para controlar deflexiones en elementos armados sometidos a flexión.

### 4.1 LOSAS MACIZAS

Como recomendación del Ing. Antonio Blanco, se consideró que para losas macizas armadas en 2 sentidos se puede estimar el espesor de la losa dividiendo la suma del perímetro del paño entre 180. Teniéndose:

$$h \geq \frac{\sum \text{lados}}{180} \quad \text{en donde: } h: \text{peralte mínimo de la losa.}$$

Considerando esta condición, en la figura 4.1-a, se tiene el paño más grande que es el siguiente:



**Figura 4.1-a: Dimensiones de losa**

Este paño es de 3.45 x 5.69mts, con lo cual tenemos un perímetro de 18.28m., y dividiendo esto entre 180 se obtiene un espesor de losa de  $h=10\text{cm}$ ; sin embargo se busca no congestionar de acero de refuerzo a la losa y tener adecuados recubrimientos por lo que se escoge una losa de  $h=13\text{cm}$ .

Para la zona de servicios higiénicos se utilizó una losa de  $h=20\text{cm}$  para permitir el paso de tuberías de desagüe. Para el cuarto de máquinas y tanque elevado se ha considerado una losa maciza de espesor de 20cm.

## 4.2 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Estos muros son los que asumirán la mayor parte de las solicitaciones de sismo en cuanto a fuerza cortante. Según el documento “Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada” permite lo siguiente:

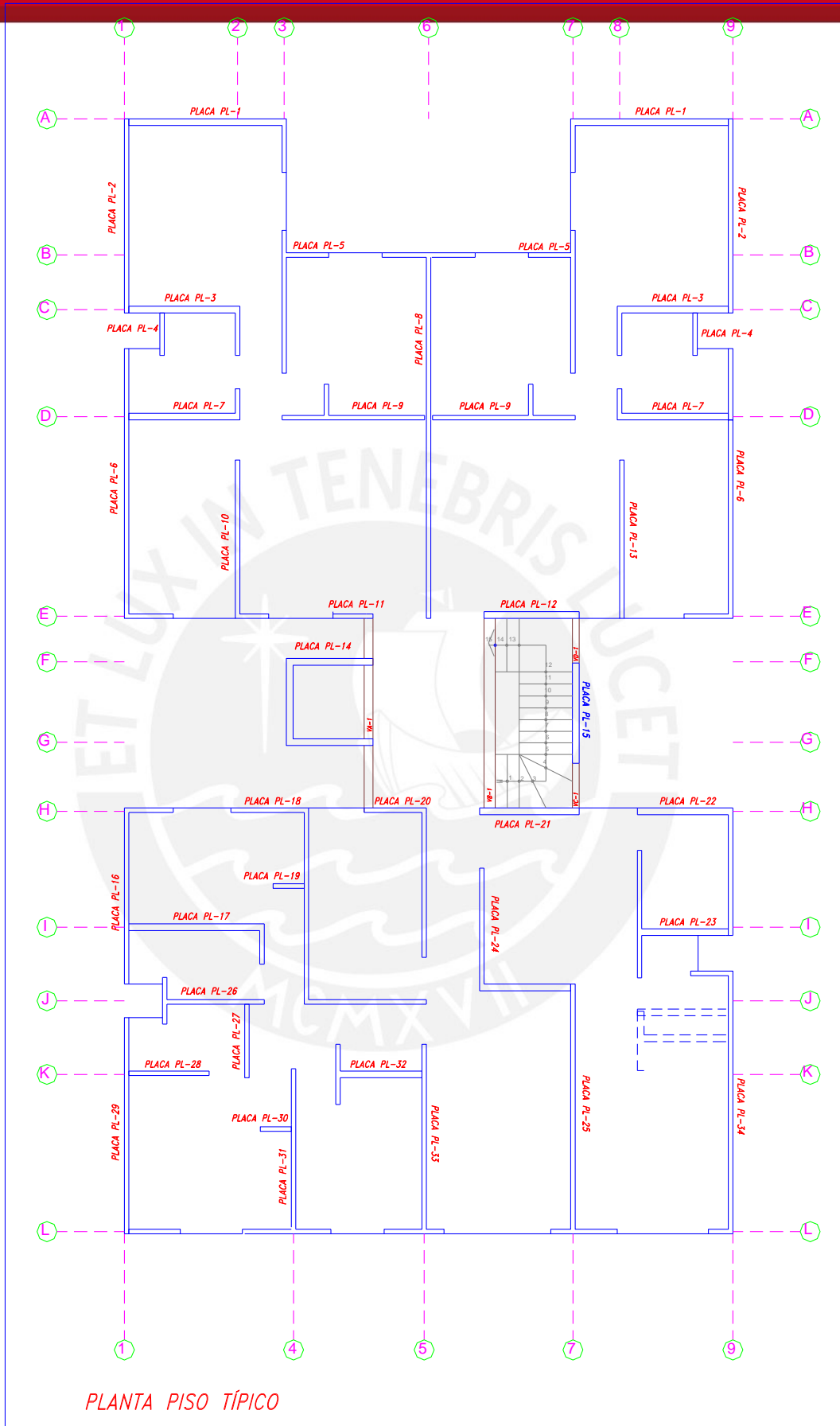
El uso de muros de ductilidad limitada en edificios con un máximo de 7 pisos, como este proyecto consta de 6 pisos podemos emplear este sistema en todos los niveles.

El espesor mínimo de los muros es de 10cm., en este proyecto contamos con muros de 10cm. y 15cm.

Para predimensionar los espesores de los muros, haremos dos tipos de análisis; en el primero analizaremos los esfuerzos de compresión teniendo en cuenta la esbeltez de los muros, y en el segundo haremos un Análisis Sísmico Preliminar, considerando una masa de 1 ton/m<sup>2</sup>, para verificar desplazamientos laterales y esfuerzos por corte.

Debido a que tenemos placas con formas irregulares (vistas en planta) se ha visto la necesidad de dividir las de tal forma que nos facilite su análisis. Esta división se ha usado sólo para la parte de metrado y diseño de las mismas.

Además para el diseño se ha considerado el aporte de los muros perpendiculares, considerando para cada lado del muro en análisis una aleta, la cual es el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia del muro adyacente paralelo. En la siguiente figura se muestra como han sido divididas.



**Figura 4.2-a: División de placas**



4.2.1 PRIMER ANÁLISIS: ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

Según la Norma de Concreto Armado E.060 estipula que la resistencia vertical de un muro diseñado como elemento en compresión se puede obtener de la siguiente fórmula:

$$P_u = 0.55 \times \phi \times f'_c \times A_g \times \left[ \frac{K}{l_c} \times l_c \right] \times t$$

Donde:

$$\phi = 0,7$$

$A_g$ : Área bruta de la sección.

$l_c$ : distancia vertical entre apoyos.

$t$ : espesor del muro.

$K$ : factor de restricción. Para muros arriostrados arriba y abajo sin restricción de rotación en sus extremos:  $K = 1,0$ .

Partiendo del espesor mínimo permitido de 10cm. y asignando muros de 15cm. sólo para la caja del ascensor y escalera, se tiene que cumplir que las fuerzas de compresión aplicadas en cada muro ( $P_u$  aplicada), no deben exceder a los valores últimos permitidos ( $P_u$ ), tal y como se puede apreciar en la **Tabla 4.2.1-a:  $P_u$  aplicado vs  $P_u$  resistente**:

PLACA	Espesor de muro $t$ (m)		$l$ (m)	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$P_u$ resistente (ton)	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	$P_u$ aplicado (ton)
	1er-3er Piso	4to-6to Piso					
PL-1	0.10	0.10	4.60	0.46	135.74	5.12	30.74
PL-2	0.10	0.10	4.35	0.44	128.37	4.43	26.57
PL-3	0.10	0.10	3.50	0.35	103.28	4.96	29.76
PL-4	0.10	0.10	1.00	0.10	29.51	0.69	4.12
PL-5	0.10	0.10	4.15	0.42	122.46	7.85	47.11
PL-6	0.10	0.10	7.05	0.71	208.04	6.59	39.54
PL-7	0.10	0.10	3.00	0.30	88.53	5.23	31.35
PL-8	0.10	0.10	9.20	0.92	271.49	19.84	119.05
PL-9	0.10	0.10	3.90	0.39	115.09	7.17	43.01
PL-10	0.10	0.10	4.20	0.42	123.94	12.23	73.37
PL-11	0.10	0.10	0.90	0.09	26.56	2.95	17.70
PL-12	0.15	0.15	2.14	0.32	186.28	9.70	58.21
PL-13	0.10	0.10	3.55	0.36	104.76	10.64	63.83
PL-14	0.15	0.15	5.55	0.83	483.12	7.76	46.54
PL-15	0.15	0.15	2.25	0.34	195.86	0.49	2.93
PL-16	0.10	0.10	4.95	0.50	146.07	3.95	23.70
PL-17	0.10	0.10	3.80	0.38	112.14	5.57	33.43

PLACA	Espesor de muro t (m)		l (m)	Ag (m2)	Pu resistente (ton)	Área Tributaria (m2)	Pu aplicado (ton)
	1er-3er Piso	4to-6to Piso					
PL-18	0.10	0.10	8.70	0.87	256.73	14.08	84.45
PL-19	0.10	0.10	0.70	0.07	20.66	1.35	8.10
PL-20	0.10	0.10	4.65	0.47	137.22	9.78	58.67
PL-21	0.15	0.15	2.24	0.34	194.99	11.74	70.41
PL-22	0.10	0.10	4.91	0.49	144.89	3.79	22.71
PL-23	0.10	0.10	4.76	0.48	140.47	6.98	41.86
PL-24	0.10	0.10	4.70	0.47	138.69	8.89	53.35
PL-25	0.10	0.10	7.00	0.70	206.57	17.67	106.03
PL-26	0.10	0.10	3.24	0.32	95.61	3.55	21.30
PL-27	0.10	0.10	1.65	0.17	48.69	2.37	14.20
PL-28	0.10	0.10	1.80	0.18	53.12	3.49	20.93
PL-29	0.10	0.10	6.00	0.60	177.06	5.38	32.27
PL-30	0.10	0.10	0.70	0.07	20.66	1.43	8.60
PL-31	0.10	0.10	5.60	0.56	165.25	9.24	55.47
PL-32	0.10	0.10	3.20	0.32	94.43	4.15	24.91
PL-33	0.10	0.10	5.50	0.55	162.30	13.04	78.23
PL-34	0.10	0.10	7.20	0.72	212.47	10.80	64.81

**Tabla 4.2.1-a: Pu aplicado vs Pu resistente**

#### 4.2.2 SEGUNDO ANÁLISIS: ESFUERZOS SÍSMICOS

Para el Análisis Sísmico Preliminar se considera los parámetros sísmicos que se encuentran en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. de la siguiente manera:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Los parámetros de sismo correspondientes al Factor de Zona (Z), Coeficiente de Uso e Importancia (U), Factor de Amplificación Sísmica (R), Condiciones Geotécnicas (S) y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (R), son los siguientes:

- **Factor de zona (Z)**

El terreno se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco, , por lo cual está dentro de la Zona 3, con un valor de Z=0.4.

- **Factor de uso e importancia (U)**

Es un edificio de vivienda multifamiliar, es una edificación común. Le corresponde la categoría C. por lo tanto el valor de U =1..

- **Factor de amplificación sísmica (C)**

Este factor lo obtenemos de la siguiente fórmula:

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

Donde:

$T_p=0.40$ . Suelos Rígidos S1

$T$ = periodo de la estructura que lo obtenemos a continuación.

$$T = H/C_t$$

$H= 15.30\text{m}$ . Altura total del edificio.

$C_t= 60$ . Correspondiente a edificios con muros de corte como elementos sismorresistentes predominantes en la estructura.

Realizando las operaciones tenemos que  $C=3.92$  pero usamos el valor máximo permitido,  $C=2.5$ .

- **Factor de suelo (S)**

Suelo de grava mal graduada (SP). Suelo rígido Tipo S1. Por lo cual le corresponde un valor de 1.

- **Coefficiente de reducción de fuerza sísmica (R)**

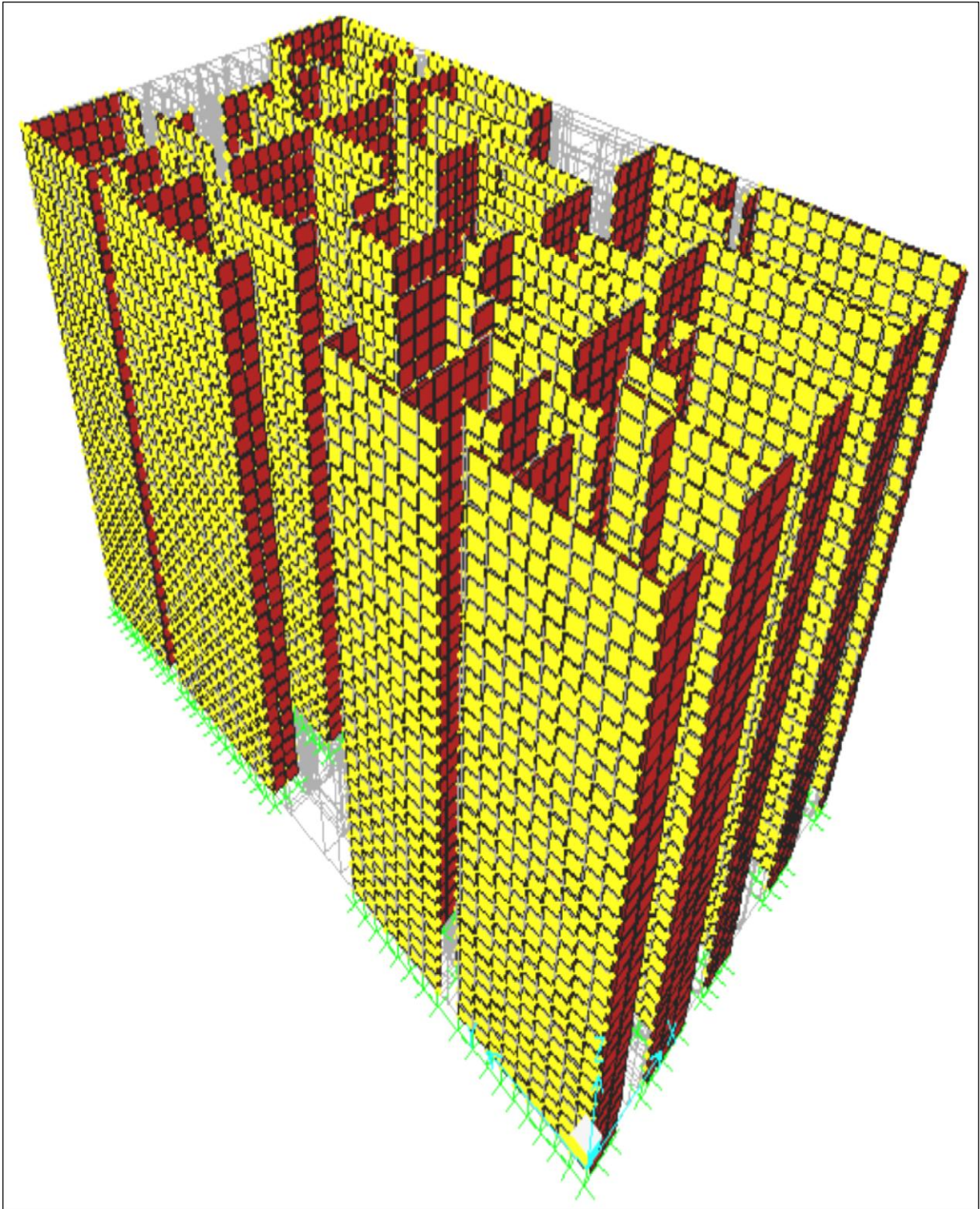
Como se mencionó anteriormente, este proyecto tiene como sistema estructural a Muros de Ductilidad Limitada, correspondiéndole un valor de  $R = 4$ . Pero como el edificio es irregular, vista en planta, el coeficiente de reducción de fuerza sísmica se tendrá que multiplicar por 0.75.

Con los parámetros sismorresistentes se obtiene:

$$V = 0.33P = 33\% \times P$$

A continuación se muestra en la Figura 4.2.2-a, el modelo de análisis que se realizó utilizando el programa SAP 2000. La idealización de la estructura se hizo utilizando elementos finitos, con los cuales se definió los muros de concreto armado que están interactuando con una losa de entrepiso que trabaja como un diafragma rígido. En este diafragma rígido se ubica el centro de gravedad, punto en el cual se aplican las fuerzas de entrepiso.





**Figura 4.2.2-a: Modelo Estructural**

Luego de establecer los valores de los parámetros sismorresistentes se calcula la fuerza que será aplicada en el diafragma de nuestro modelo, en cada entrespiso.

Cabe mencionar que el peso de la estructura se calculó a partir de un metrado detallado.

#### 4.2.2.1 ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR

Num. Pisos: 6  
 Área: 286.08 m<sup>2</sup>  
 Peso por piso: 245.34 Ton  
 Peso Total (P): 1472.04 Ton

##### A. Parámetros Sismorresistentes

COSTA (Zona 3)	→	Z=	0.40
Edificación Común	→	U=	1.00
$2.5(T_p/T) \leq 2.5$	→	C=	2.50
Suelo RÍGIDO ( $S_1$ )	→	S=	1.00
Sistema de EMDL		R=	3.00

ZUCS/R: **33.33%** (Porcentaje del Peso)

(ZUCS/R)P = 490.68 Tn

##### B. Distribución de la Fuerza Cortante en cada piso

Piso	H (m)	P (Tn)	P.H (Tnxm)	%V	F <sub>piso</sub> (Tn)
1	2.55	245.34	625.62	4.76	23.37
2	5.10	245.34	1,251.23	9.52	46.73
3	7.65	245.34	1,876.85	14.29	70.10
4	10.20	245.34	2,502.47	19.05	93.46
5	12.75	245.34	3,128.09	23.81	116.83
6	15.30	245.34	3,753.70	28.57	140.19
			<b>13,137.96</b>	<b>100.00</b>	<b>490.68</b>

A continuación se presenta la tabla 4.2.2.1-a, donde encontramos las áreas tributarias correspondientes a cada placa, así como los valores estimados del peso considerando 1tonxm<sup>2</sup> y 6 pisos típicos y la fuerza cortante en la base, obtenida del Análisis Sísmico Preliminar.

PLACA	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso aproximado en piso típico (ton)	Peso Total (ton)	V <sub>base</sub> (ton)
PL-1	5.12	5.12	30.74	30.77
PL-2	4.43	4.43	26.57	23.29
PL-3	4.96	4.96	29.76	17.57
PL-4	0.69	0.69	4.12	1.94
PL-5	7.85	7.85	47.11	8.83
PL-6	6.59	6.59	39.54	28.30
PL-7	5.23	5.23	31.35	19.39
PL-8	19.84	19.84	119.05	43.39
PL-9	7.17	7.17	43.01	16.49
PL-10	12.23	12.23	73.37	11.29
PL-11	2.95	2.95	17.70	0.85
PL-12	9.70	9.70	58.21	8.39
PL-13	10.64	10.64	63.83	9.30
PL-14	7.76	7.76	46.54	22.62
PL-15	0.49	0.49	2.93	6.64
PL-16	3.95	3.95	23.70	14.26
PL-17	5.57	5.57	33.43	28.59
PL-18	14.08	14.08	84.45	25.27
PL-19	1.35	1.35	8.10	1.52
PL-20	9.78	9.78	58.67	10.37
PL-21	11.74	11.74	70.41	10.43
PL-22 x-x	3.79	3.79	22.71	17.64
PL-22 y-y	3.79	3.79	22.71	10.87
PL-23	6.98	6.98	41.86	18.62
PL-24 x-x	8.89	8.89	53.35	16.29
PL-24 y-y	8.89	8.89	53.35	16.70
PL-25	17.67	17.67	106.03	29.22
PL-26	3.55	3.55	21.30	13.34
PL-27	2.37	2.37	14.20	3.52
PL-28	3.49	3.49	20.93	9.48
PL-29	5.38	5.38	32.27	20.24
PL-30	1.43	1.43	8.60	1.47
PL-31	9.24	9.24	55.47	13.64
PL-32	4.15	4.15	24.91	15.28
PL-33	13.04	13.04	78.23	17.32
PL-34	10.80	10.80	64.81	25.99

**Tabla 4.2.2.1-a: Peso y Fuerza Cortante Basal**

Teniendo la fuerza cortante basal se procede a realizar los cálculos para obtener el Área de corte requerida que será comparada con el Área de corte asignada ( $A_c \text{ requerida} < A_c \text{ asignada}$ ). Como se mencionó anteriormente se partirá con muros de 10cm. de espesor en ambas direcciones y luego del análisis se aumentará el espesor donde sea necesario.

Para el área de corte requerida usamos la siguiente fórmula:

$$A_c \text{ requerida} = \frac{V_c}{\phi \times \alpha \times \sqrt{f'c}}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$\alpha = 0.53$  , depende del cociente entre la altura total del muro y la longitud del muro en planta.

PLACA	Espesor de muro t (m)	Longitud de muro (m)	V <sub>base</sub> (ton)	A <sub>c</sub> requerida (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> asignada (m <sup>2</sup> )
PL-1	0.10	3.55	30.77	0.47	0.36
PL-2	0.10	4.35	23.29	0.36	0.44
PL-3	0.10	2.60	17.57	0.27	0.26
PL-4	0.10	1.00	1.94	0.03	0.10
PL-5	0.10	3.20	8.83	0.14	0.32
PL-6	0.10	6.05	28.30	0.43	0.61
PL-7	0.10	2.60	19.39	0.30	0.26
PL-8	0.10	8.20	43.39	0.66	0.82
PL-9	0.10	3.20	16.49	0.25	0.32
PL-10	0.10	3.55	11.29	0.17	0.36
PL-11	0.10	0.90	0.85	0.01	0.09
PL-12	0.15	2.15	8.39	0.13	0.32
PL-13	0.10	3.55	9.30	0.14	0.36
PL-14	0.15	3.90	22.62	0.35	0.59
PL-15	0.15	2.25	6.64	0.10	0.34
PL-16	0.10	3.95	14.26	0.22	0.40
PL-17	0.10	3.00	28.59	0.44	0.30
PL-18	0.10	4.50	25.27	0.39	0.45
PL-19	0.10	0.70	1.52	0.02	0.07
PL-20	0.10	3.35	10.37	0.16	0.34
PL-21	0.15	2.24	10.43	0.16	0.34
PL-22 x-x	0.10	2.15	17.64	0.27	0.22
PL-22 y-y	0.10	2.86	10.87	0.17	0.29
PL-23	0.10	2.00	18.62	0.29	0.20
PL-24 x-x	0.10	2.15	16.29	0.25	0.22
PL-24 y-y	0.10	2.75	16.70	0.26	0.28
PL-25	0.10	5.60	29.22	0.45	0.56
PL-26	0.10	2.30	13.34	0.20	0.23
PL-27	0.10	1.65	3.52	0.05	0.17
PL-28	0.10	1.90	9.48	0.15	0.19
PL-29	0.10	4.85	20.24	0.31	0.49
PL-30	0.10	0.70	1.47	0.02	0.07
PL-31	0.10	3.70	13.64	0.21	0.37
PL-32	0.10	2.04	15.28	0.23	0.20
PL-33	0.10	4.35	17.32	0.27	0.44
PL-34	0.10	5.90	25.99	0.40	0.59

**Tabla 4.2.2.1-b: Área de corte requerida y Área de corte asignada**



Verificando las áreas de corte requerida con las áreas de corte asignadas de la Tabla 4.2.2.1-b, obtenemos que no todos los espesores asignados son los adecuados.

Como era de esperarse, al tener una baja densidad de muros en la dirección transversal (x-x), es justamente en algunos muros de corte que trabajan en dicha dirección (los que se encuentran resaltados en el cuadro anterior) donde se tiene que aumentar el espesor a 15cm. Por lo tanto los nuevos espesores serían los siguientes:

PLACA	Espesor de muro t (m)	Longitud de muro (m)	V <sub>base</sub> (ton)	A <sub>c</sub> requerida (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> asignada (m <sup>2</sup> )
PL-1	0.15	3.55	33.34	0.51	0.53
PL-2	0.10	4.35	24.61	0.38	0.44
PL-3	0.15	2.60	19.24	0.29	0.39
PL-4	0.10	1.00	2.14	0.03	0.10
PL-5	0.10	3.20	8.62	0.13	0.32
PL-6	0.10	6.05	27.66	0.42	0.61
PL-7	0.15	2.60	21.45	0.33	0.39
PL-8	0.10	8.10	42.19	0.65	0.81
PL-9	0.10	3.20	13.56	0.21	0.32
PL-10	0.10	3.55	11.02	0.17	0.36
PL-11	0.10	0.90	0.71	0.01	0.09
PL-12	0.15	2.15	7.03	0.11	0.32
PL-13	0.10	3.55	9.16	0.14	0.36
PL-14	0.15	3.90	19.15	0.29	0.59
PL-15	0.15	2.25	6.55	0.10	0.34
PL-16	0.10	3.95	13.86	0.21	0.40
PL-17	0.15	3.00	28.97	0.44	0.45
PL-18	0.10	4.50	22.01	0.34	0.45
PL-19	0.10	0.70	1.31	0.02	0.07
PL-20	0.10	3.35	10.16	0.16	0.34
PL-21	0.15	2.24	8.92	0.14	0.34
PL-22 x-x	0.15	2.15	20.32	0.31	0.32
PL-22 y-y	0.10	2.86	12.10	0.19	0.29
PL-23	0.15	2.00	19.30	0.30	0.30
PL-24 x-x	0.15	2.15	18.14	0.28	0.32
PL-24 y-y	0.10	2.75	17.01	0.26	0.28
PL-25	0.10	5.60	29.39	0.45	0.56
PL-26	0.10	2.30	11.65	0.18	0.23
PL-27	0.10	1.65	3.45	0.05	0.17
PL-28	0.10	1.90	8.26	0.13	0.19
PL-29	0.10	4.85	19.63	0.30	0.49
PL-30	0.10	0.70	1.29	0.02	0.07
PL-31	0.10	3.70	13.30	0.25	0.37
PL-32	0.15	2.04	15.54	0.30	0.31
PL-33	0.10	4.35	17.15	0.33	0.44
PL-34	0.10	5.90	25.49	0.49	0.59

**Tabla 4.2.2.1-c: Espesores finales de cada placa**

Verificando, en la Tabla 4.2.2.1-c, las nuevas áreas de corte asignadas con las áreas de corte requeridas obtenemos que todos los espesores asignados son los adecuados.

Es importante mencionar que en este predimensionamiento, el análisis por fuerzas cortantes se hizo considerando sólo el aporte del concreto, más adelante se verá que para fuerzas cortantes trabajan tanto el concreto como el acero y los resultados serán más holgados.

Como la fuerza cortante disminuye a medida que se va subiendo de piso a piso, se optó que los muros de 15cm. disminuirán su espesor a 10cm. a partir del cuarto piso, ya que no es necesario mantener un espesor mayor.

Además presentamos en la Tabla 4.2.2.1-d, los desplazamientos laterales y la deriva de la estructura que cumplen con los máximos permitidos según la Norma Sismorresistente E.030.

$\Delta REL$  (max) : 0.005

**SXX**

NIVEL	DESP. (m)	$\Delta$ DESP.(m)	H (m)	R	$\Delta$ REL	RESULTADO
6	0.0193	0.0043	2.55	3.00	0.0038	OK
5	0.0150	0.0042	2.55	3.00	0.0037	OK
4	0.0108	0.0040	2.55	3.00	0.0035	OK
3	0.0068	0.0034	2.55	3.00	0.0030	OK
2	0.0035	0.0024	2.55	3.00	0.0021	OK
1	0.0011	0.0011	2.55	3.00	0.0009	OK

**SYX**

NIVEL	DESP. (m)	$\Delta$ DESP.(m)	H (m)	R	$\Delta$ REL	RESULTADO
6	0.0045	0.0009	2.55	3.00	0.0008	OK
5	0.0036	0.0009	2.55	3.00	0.0008	OK
4	0.0027	0.0009	2.55	3.00	0.0008	OK
3	0.0018	0.0008	2.55	3.00	0.0007	OK
2	0.0010	0.0006	2.55	3.00	0.0006	OK
1	0.0003	0.0003	2.55	3.00	0.0003	OK

**Tabla 4.2.2.1-d: Desplazamientos y Derivas del Análisis Sísmico Preliminar.**

Se tiene que para ambas direcciones y en especial la dirección de mayor desarrollo de muros de concreto armado, dirección y-y, los desplazamientos son menores que lo que estipula la Norma.

### 4.3 TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

Para edificios que emplean la combinación de cisterna, bomba de elevación y tanque elevado se requiere que la capacidad de la cisterna cubra las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio y el tanque elevado la tercera parte de dicha dotación. En ambos casos, los volúmenes no serán menores de 1000 litros.

Con respecto al volumen de agua contra incendios la norma indica que será de 15 m<sup>3</sup> (15000 litros), y estará todo en la cisterna o en el tanque elevado. Se prefiere almacenar el agua contra incendios en la cisterna para evitar tener más peso en el tanque.

Para edificios multifamiliares la dotación de agua está relacionada al número de dormitorios que hay en cada departamento.

Número de dormitorios x departamentos	Número de departamentos	Dotación diaria por departamento	Dotación total
1	5	500	2500
2	13	850	11050
3	5	1200	6000

Tenemos un total de 19550 l/d que equivale a 19.55m<sup>3</sup> por día.

$$\text{Volumen de la cisterna} = 3/4 * 19.55 = 14.60 \text{ m}^3 + 15 \text{ m}^3 = 29.70 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del tanque elevado} = 1/3 * 19.55 = 6.52 \text{ m}^3 = 6.60 \text{ m}^3$$

Para la cisterna vamos a trabajar con un ancho libre de 2.60m. y el largo libre de 5.10., con esta área en planta ya definida y con el volumen de agua se obtiene el tirante de agua igual a 2.25m. pero al tomar en cuenta las distancias verticales se tiene una altura de 2.70m.

Todos los muros de la cisterna serán de 20cm. al igual que las losas de piso y techo ya que se encuentra en la zona de estacionamientos.

Para el tanque elevado se tiene un ancho de 1.85m. y un largo libre de 4.15m. obteniendo un área en planta de 7.68m., con el volumen obtenido anteriormente de 6.60m<sup>3</sup> calculamos el tirante de agua igual a .90m. y adicionando las distancias verticales tenemos la altura total del tanque de 1.60m., cabe mencionar que las paredes del tanque

serán las prolongaciones de las placas de la escalera, 15cm. de ancho, y las losas del fondo y techo serán losas macizas de 20cm.

#### 4.4 POZO DEL ASCENSOR Y CUARTO DE MÁQUINAS

Para el edificio bastará con tener un ascensor con capacidad para 8 personas ó 600Kg. con lo cual se cumple la mínima capacidad y tendrá muros de 15cm. de espesor.

Para predimensionar sus elementos se tienen en cuenta el sobrerrecorrido tanto superior como inferior obteniendo las longitudes mínimas de 1.1m. y 3.9m. respectivamente; pero siguiendo la recomendación de altura mínima, se considera que el piso terminado del fondo del pozo estará 1.50m. por debajo del nivel del piso terminado del primer nivel. La longitud superior será mínima de 3.90m.

Para determinar la altura libre dentro del cuarto de máquinas se considera como mínimo 2.20m.

#### 4.5 VIGAS

En este proyecto no tenemos vigas peraltadas excepto en la salida y/o llegada de la escalera y en la zona del ascensor, estas vigas pueden tener como máximo 40cm. de peralte, dada la altura de piso a techo del proyecto arquitectónico.

La mayor luz que se tiene es de 4.25m. por lo cual el peralte de la viga se predimensionó utilizando la siguiente expresión que se encuentra en la Norma de Concreto Armado E.060:

$$h \geq \frac{L}{10} \quad \text{ó} \quad h \geq \frac{L}{12} \quad \text{en donde } L: \text{ Luz de la viga.}$$

Entonces el peralte estará entre 42.5cm. y 36cm., pero para tener una altura libre de 2.10m. se escoge el peralte de 40cm y una base de 25cm.

La viga del ascensor tendrá un peralte de 40cm y una base de 20cm.

#### 4.6 ESCALERAS

El desarrollo de la escalera se da en abanico cumpliendo con los siguientes requerimientos: los tramos tendrán como máximo 17 pasos continuos, de 1.20m. de ancho como mínimo y contrapasos entre 15 y 17.5cms. El ancho de los pasos que se desarrollan en la escalera es de 27cm.

Con estas dimensiones, según lo descrito en el Reglamento Nacional de Construcciones, se debe cumplir lo siguiente:

$$60\text{cm} \leq 2cp + p \leq 64\text{cm}$$

Reemplazando los valores:  $60\text{cm} \leq 2(17) + 27 \leq 64\text{cm}$  OK

La garganta o el espesor de la losa de escalera se consideran como una losa maciza que trabaja a flexión por lo que se puede considerar:

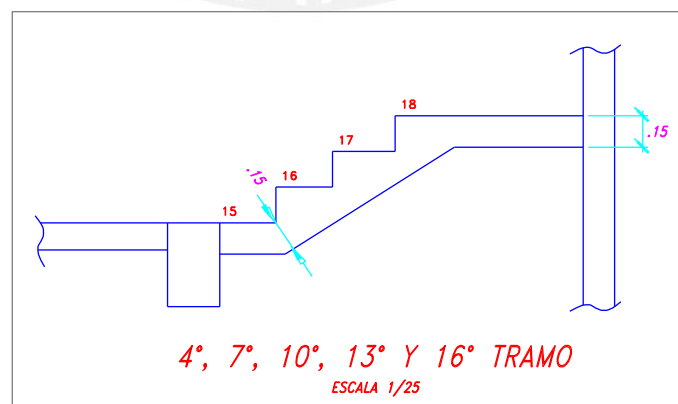
$$h \geq \frac{l}{30}$$

Donde:

l = luz máxima

h = peralte mínimo de la losa.

Para una luz máxima de 4.25m. se debe tener una losa de h=14.2cm, pero se considero una garganta de 15cm.



**Figura 4.6-a: Escalera de desarrollo en Abanico.**

## CAPÍTULO 5: METRADOS DE CARGAS

Se presenta a continuación el metrado de cargas de gravedad que corresponden a las Cargas Muertas y a las Cargas Vivas.

Las Cargas Muertas consideran el peso de los materiales presentes en la estructura de manera permanente; mientras que las Cargas Vivas corresponde a la sobrecarga de uso, que incluye a equipos, mobiliario y ocupantes de la edificación, dicho peso es considerado de manera eventual debido a la naturaleza misma de su acción. En la Tabla 5-a mostramos el peso de algunos materiales usados en el metrado de carga muerta, así como también el peso según su uso.

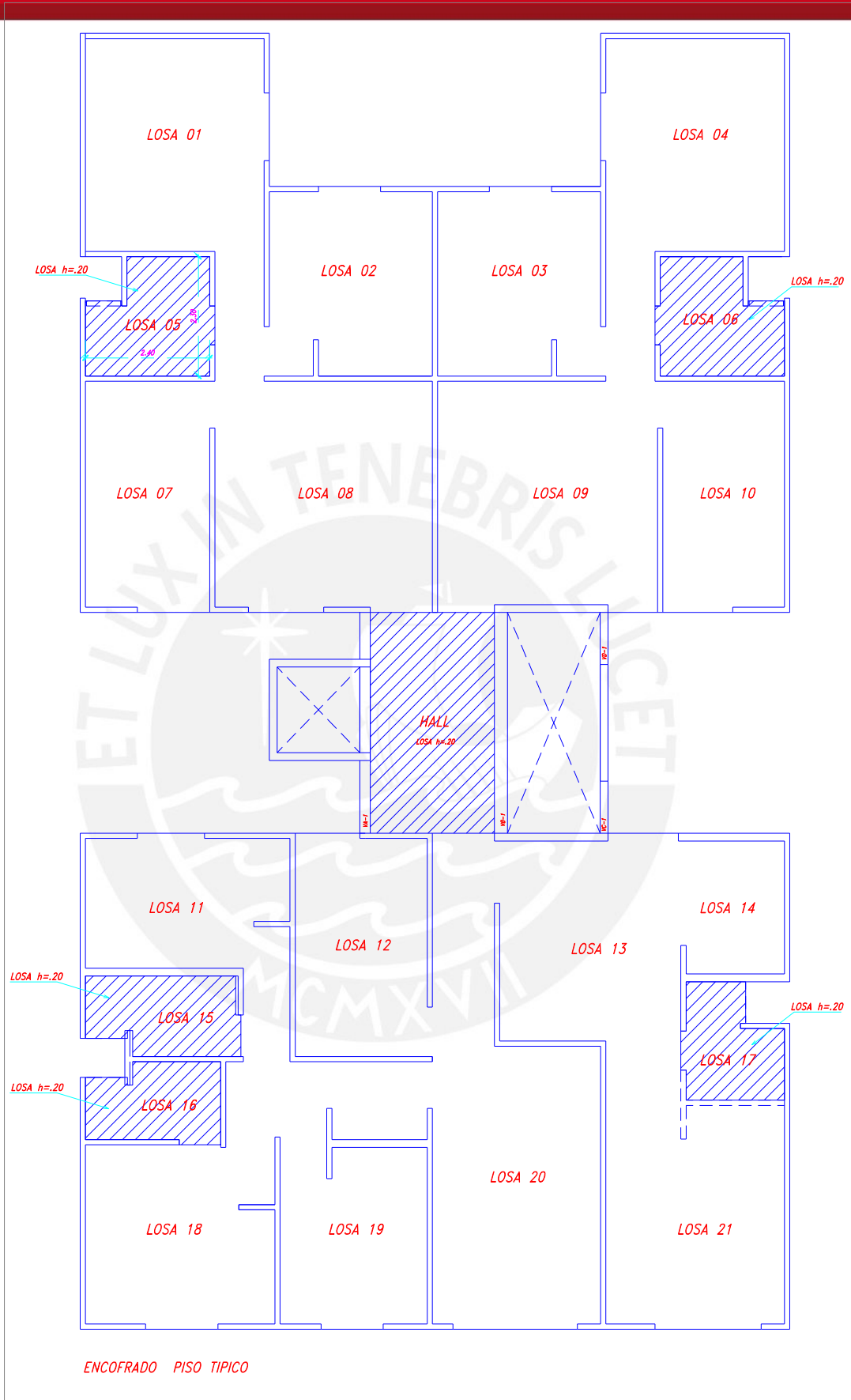
<i>Carga Muerta</i>		<i>Carga Viva (S/C)</i>	
Material o Elemento	Peso	Ocupación o Uso	Peso
Concreto armado	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Vivienda	0.20 ton/m <sup>2</sup>
Piso terminado (h=5cm.)	0.10 ton/m <sup>2</sup>	Azotea	0.10 ton/m <sup>2</sup>
Tabique P10	0.20 ton/m <sup>2</sup>	Escaleras	0.40 ton/m <sup>2</sup>
Agua	1.00 ton/m <sup>3</sup>	Cuarto de máquinas	1.00 ton/m <sup>2</sup>
Tierra	2.00 ton/m <sup>3</sup>	Cuarto de bombas	0.25 ton/m <sup>2</sup>

**Tabla 5-a: Pesos de Carga muerta y Carga viva**

### 5.1 METRADO DE LOSAS MACIZAS

El edificio presenta losas macizas de distintos espesores, en los entrepisos se tiene losas de h=13cm, a excepción de las zonas de baños en las cuales se ha considerado h=20cm.

A continuación en la figura 5.1-a, se presenta la distribución de paños de losas macizas que luego se diseñarán usando el Método de Coeficientes según la Norma E.060.



**Figura 5.1-a: Numeración de paños de losa maciza**



El metrado para las losas se hará considerando una carga distribuida por  $m^2$ .

Teniendo en cuenta el peso propio, se tiene lo siguiente:

Elemento	Carga Repartida ( $ton/m^2$ )
Losa h=13cm.	$0.13 \times 2.4 = 0.31$
Losa h=15cm.	$0.15 \times 2.4 = 0.36$
Losa h=20cm.	$0.20 \times 2.4 = 0.48$
Piso terminado	0.10

A continuación se presenta algunos ejemplos de cómo se ha metrado las losas.

- Para losas de h=13cm, en piso típico se tiene:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Peso Propio =	0.31	ton/m <sup>2</sup>
	Piso Terminado =	0.10	ton /m <sup>2</sup>
	<b><math>W_{CM} =</math></b>	<b>0.41</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Viva (CV)</b>	Sobrecarga =	0.20	ton /m <sup>2</sup>
	<b><math>W_{CV} =</math></b>	<b>0.20</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Ultima (Wu)</b>	$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} =$	0.92	ton /m <sup>2</sup>
------------------------------	-------------------------------------	------	---------------------

- Para losas de h=20cms, en piso típico se tiene:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Peso Propio =	0.48	ton /m <sup>2</sup>
	Piso Terminado =	0.10	ton /m <sup>2</sup>
	<b><math>W_{CM} =</math></b>	<b>0.58</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Viva (CV)</b>	Sobrecarga =	0.20	ton /m <sup>2</sup>
	<b><math>W_{CV} =</math></b>	<b>0.20</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Ultima (Wu)</b>	$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} =$	1.15	ton /m <sup>2</sup>
------------------------------	-------------------------------------	------	---------------------

Para el Cuarto de Maquinas, se ha considerado una losa de 20cm. tanto para el piso y techo, con una sobrecarga de 1000 kg/m<sup>2</sup> debido a los equipos de ascensor que se tiene.

Para lo cual tenemos el siguiente metrado de cargas:

- Piso y techo del Cuarto de Máquinas:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Peso Propio =	0.48	ton/m <sup>2</sup>
	Piso Terminado =	0.10	ton /m <sup>2</sup>
	<b>W<sub>CM</sub> =</b>	<b>0.58</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Viva (CV)</b>	Sobrecarga =	1.00	ton /m <sup>2</sup>
	<b>W<sub>CV</sub> =</b>	<b>1.00</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Ultima (Wu)</b>	1.4 CM + 1.7 CV =	2.51	ton /m <sup>2</sup>
--------------------------	-------------------	------	---------------------

Para el tanque elevado se diseñará con una losa de 20cm. tanto para el piso como para el techo; a continuación se presenta el metrado para dicha losa:

- Para el piso del Tanque Elevado:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Peso Propio =	0.48	ton/m <sup>2</sup>
	Piso Terminado =	0.10	ton /m <sup>2</sup>
	<b>W<sub>CM</sub> =</b>	<b>0.58</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Viva (CV)</b>	Sobrecarga =	1.60	ton /m <sup>2</sup>
	<b>W<sub>CV</sub> =</b>	<b>1.60</b>	<b>ton /m<sup>2</sup></b>

<b>Carga Ultima (Wu)</b>	1.4 CM + 1.7 CV =	3.53	ton /m <sup>2</sup>
--------------------------	-------------------	------	---------------------

5.2 VIGAS PERALTADAS

En la estructura se presenta una viga peraltada de  $b=25\text{cm}$  y  $h=40\text{cm}$ , que tiene la función de recibir el tramo de escalera que llega a las losas de entrepiso y que además ayuda a definir las condiciones de borde de un paño de la losa maciza.

Para lo cual se ha considerado la siguiente área tributaria de participación:

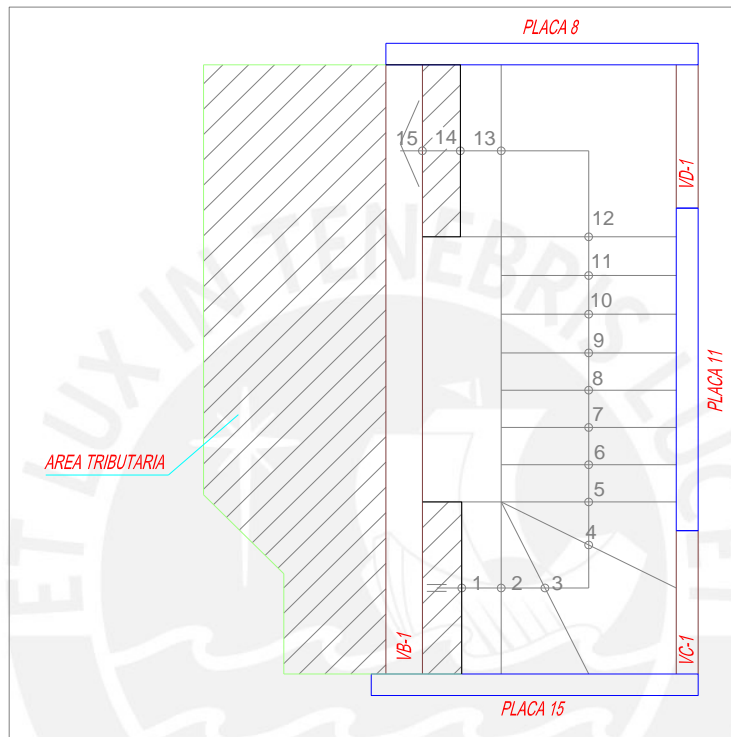


Figura 5.2-a: Área Tributaria para la Viga VA-1.

En la Tabla 5.2-a, se ha detallado el metrado de cargas para la Viga V-ESC en piso típico:

**VIGA V-ESC**

ÁREA TRIBUTARIA: 6.47 6.47 m<sup>2</sup>

ÁREA TOTAL 6.47 m<sup>2</sup>

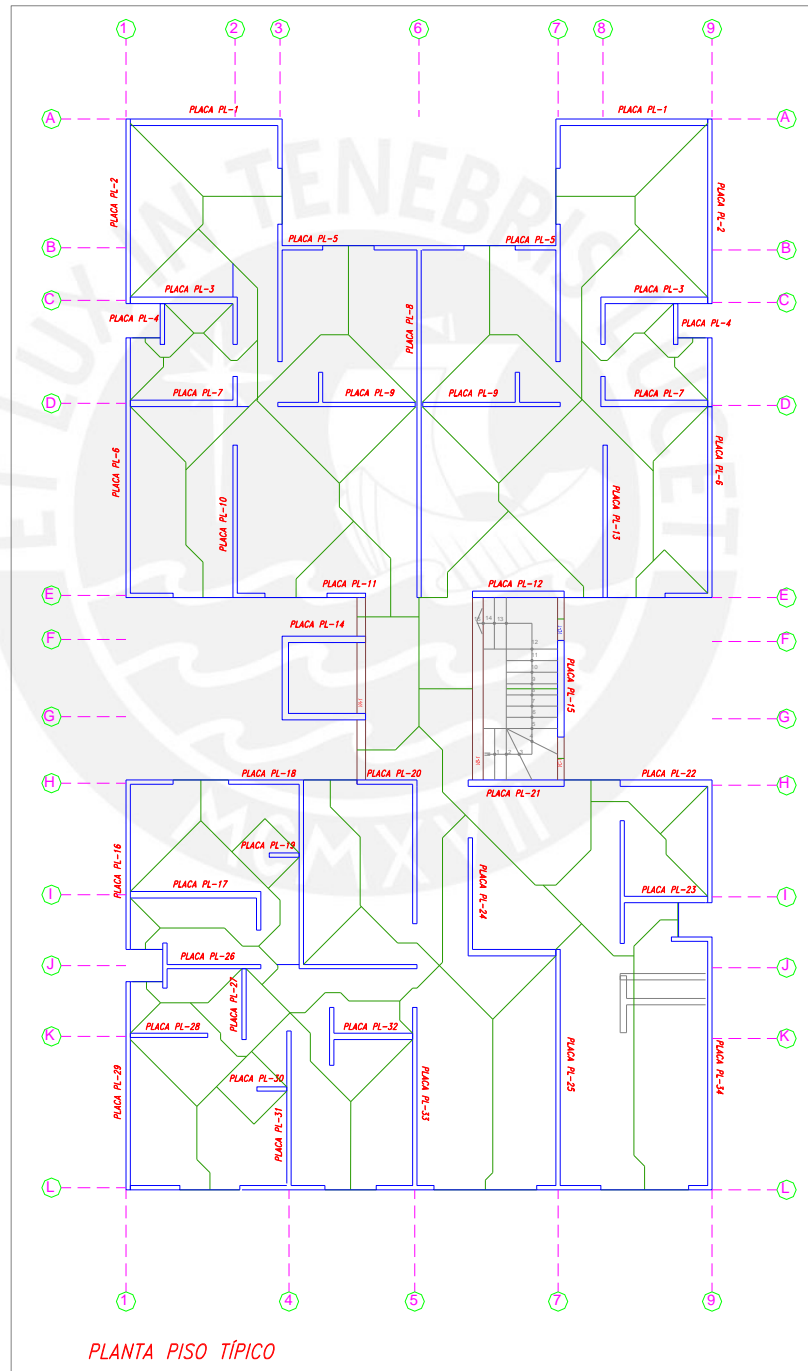
ELEMENTO	l(m)	a (m)	h (m)	área(m <sup>2</sup> )	t/m <sup>3</sup> (t/m <sup>2</sup> )	parcial (ton/m)
VIGA	4.25	0.25	0.40	1.06	2.40	1.02
LOSA MACIZA			0.13	4.78	2.40	1.49
ESCALERA			0.15	0.62	2.40	0.22
P. TERMINADO				6.47	0.10	0.65
S/C				6.47	0.20	1.29

CM: 3.38 ton/  
CV: 1.29 ton/  
CT: 4.68 ton/

### 5.3 PLACAS

En la presente estructura, las placas o muros de corte, son predominantes. Para el metrado de cargas, se considera el área tributaria que le corresponde a cada placa, como también sus pesos propios. Según el gráfico mostrado, las placas se han dividido, con el fin de facilitar el metrado y posteriormente el diseño de éstas.

En la Figura 5.3-a, se presenta las áreas tributarias correspondientes a cada una de las placas:



**Figura 5.3-a: Áreas Tributarias**

Se considerará a manera de ejemplo el metrado de cargas para la placa PL-5, además se presentan los resultados del metrado de cargas para todas las placas del edificio, considerando la variación del espesor según el nivel y un resumen total del conjunto de placas.

### 5.3.1 METRADO DE LA PLACA PL-5

#### A. Piso típico, 1er. al 5to. Piso:

##### PLACA PL-5

ÁREA TRIBUTARIA: 7.85 m<sup>2</sup>

ÁREA TOTAL 7.85 m<sup>2</sup>

ELEMENTO	b(m)	a (m)	h (m)	área(m <sup>2</sup> )	t/m <sup>3</sup> (t/m <sup>2</sup> )	parcial (t)
PLACA			2.55	0.42	2.40	2.54
TABIQUE 1	0.65	0.10	1.00	0.07	0.20	0.13
TABIQUE 2	0.60	0.10	1.00	0.06	0.20	0.12
LOSA MACIZA			0.13	7.44	2.40	2.32
P. TERMINADO				7.31	0.10	0.73
S/C				7.31	0.20	1.46

**CM:** 5.84 t  
**CV:** 1.46 t  
**CT:** 7.30 t  
 γ: 0.93 t/m<sup>2</sup>

#### B. Azotea:

##### PLACA PL-5

ÁREA TRIBUTARIA: 7.85 m<sup>2</sup>

ÁREA TOTAL 7.85 m<sup>2</sup>

ELEMENTO	b(m)	a (m)	h (m)	área(m <sup>2</sup> )	t/m <sup>3</sup> (t/m <sup>2</sup> )	parcial (t)
PLACA			2.55	0.42	2.40	2.54
LOSA MACIZA			0.13	7.44	2.40	2.32
P. TERMINADO				7.44	0.10	0.74
S/C				7.44	0.10	0.74

**CM:** 5.60 t  
**CV:** 0.74 t  
**CT:** 6.35 t  
 γ: 0.81 t/m<sup>2</sup>

## 5.3.2 RESUMEN DE METRADO

En las siguientes tablas se muestra a manera de resumen el metrado de cargas.

A. *Del 1er al 3er Piso.*

PLACA	ÁREA(m <sup>2</sup> )	CM(ton)	CV(ton)	CT(ton)
PL-1	5.12	5.83	0.88	6.71
PL-2	4.43	4.31	0.80	5.11
PL-3	4.96	4.92	0.90	5.81
PL-4	0.69	1.01	0.11	1.12
PL-5	7.85	5.76	1.46	7.22
PL-6	6.59	7.04	1.18	8.21
PL-7	5.23	5.01	0.96	5.97
PL-8	19.84	13.49	3.76	17.25
PL-9	7.17	6.29	1.32	7.61
PL-10	12.23	7.61	2.33	9.94
PL-11	2.95	2.36	0.56	2.92
PL-12	9.70	5.47	2.31	7.78
PL-13	10.64	6.55	2.03	8.59
PL-14	7.76	7.90	0.86	8.76
PL-15	0.49	2.34	0.00	2.34
PL-16	3.95	6.07	0.62	6.69
PL-17	5.57	5.78	1.00	6.78
PL-18	14.08	12.16	2.60	14.76
PL-19	1.35	0.96	0.26	1.21
PL-20	9.78	6.86	1.85	8.71
PL-21	11.74	6.91	2.92	9.83
PL-22	3.79	6.34	0.59	6.94
PL-23	6.98	7.50	1.25	8.74
PL-24	8.89	7.64	1.64	9.28
PL-25	17.67	12.29	3.30	15.60
PL-26	3.55	4.83	0.60	5.43
PL-27	2.37	2.09	0.44	2.53
PL-28	3.49	3.15	0.64	3.79
PL-29	5.38	5.92	0.96	6.87
PL-30	1.43	0.99	0.27	1.26
PL-31	9.24	7.16	1.71	8.87
PL-32	4.15	4.40	0.74	5.13
PL-33	13.04	8.74	2.46	11.20
PL-34	10.80	9.77	1.95	11.72

**Tabla 5.3.2-a: Resumen de metrado del 1er al 3er Piso**

**B. Del 4to al 5to Piso.**

PLACA	ÁREA(m <sup>2</sup> )	CM(ton)	CV(ton)	CT(ton)
PL-1	5.12	4.85	0.92	5.76
PL-2	4.43	4.31	0.80	5.11
PL-3	4.96	4.20	0.92	5.13
PL-4	0.69	1.01	0.11	1.12
PL-5	7.85	5.76	1.46	7.22
PL-6	6.59	7.04	1.18	8.21
PL-7	5.23	4.33	0.98	5.31
PL-8	19.84	13.49	3.76	17.25
PL-9	7.17	5.19	1.36	6.54
PL-10	12.23	7.61	2.33	9.94
PL-11	2.95	2.36	0.56	2.92
PL-12	9.70	5.47	2.31	7.78
PL-13	10.64	6.55	2.03	8.59
PL-14	7.76	7.90	0.86	8.76
PL-15	0.49	2.34	0.00	2.34
PL-16	3.95	4.70	0.67	5.37
PL-17	5.57	5.57	1.01	6.58
PL-18	14.08	10.94	2.64	13.58
PL-19	1.35	0.96	0.26	1.21
PL-20	9.78	6.86	1.85	8.71
PL-21	11.74	6.91	2.92	9.83
PL-22	3.79	5.59	0.62	6.21
PL-23	6.98	7.50	1.25	8.74
PL-24	8.89	6.35	1.68	8.03
PL-25	17.67	12.29	3.30	15.60
PL-26	3.55	3.92	0.63	4.55
PL-27	2.37	2.09	0.44	2.53
PL-28	3.49	2.63	0.66	3.29
PL-29	5.38	5.92	0.96	6.87
PL-30	1.43	0.99	0.27	1.26
PL-31	9.24	7.16	1.71	8.87
PL-32	4.15	4.06	0.75	4.80
PL-33	13.04	8.74	2.46	11.20
PL-34	10.80	9.77	1.95	11.72

**Tabla 5.3.2-b: Resumen de metrado del 4to al 5to Piso**



C. 6to Piso (Azotea)

PLACA	ÁREA(m2)	CM(ton)	CV(ton)	CT(ton)
PL-1	5.12	4.85	0.46	5.31
PL-2	4.43	4.31	0.40	4.71
PL-3	4.96	4.20	0.46	4.66
PL-4	0.69	1.01	0.06	1.06
PL-5	7.85	5.76	0.73	6.49
PL-6	6.59	7.04	0.59	7.62
PL-7	5.23	4.33	0.49	4.82
PL-8	19.84	13.49	1.88	15.37
PL-9	7.17	5.19	0.68	5.86
PL-10	12.23	7.61	1.17	8.78
PL-11	2.95	2.36	0.28	2.64
PL-12	9.70	5.47	1.79	7.26
PL-13	10.64	6.55	1.02	7.57
PL-14	7.76	7.90	0.43	8.33
PL-15	0.49	2.34	0.00	2.34
PL-16	3.95	4.70	0.34	5.04
PL-17	5.57	5.57	0.50	6.07
PL-18	14.08	10.94	1.32	12.26
PL-19	1.35	0.96	0.13	1.08
PL-20	9.78	6.86	0.93	7.79
PL-21	11.74	6.91	1.14	8.05
PL-22	3.79	5.59	0.31	5.90
PL-23	6.98	7.50	0.62	8.12
PL-24	8.89	6.35	0.84	7.19
PL-25	17.67	12.29	1.65	13.94
PL-26	3.55	3.92	0.32	4.23
PL-27	2.37	2.09	0.22	2.31
PL-28	3.49	2.63	0.33	2.96
PL-29	5.38	5.92	0.48	6.40
PL-30	1.43	0.99	0.14	1.13
PL-31	9.24	7.16	0.86	8.02
PL-32	4.15	4.06	0.37	4.43
PL-33	13.04	8.74	1.23	9.97
PL-34	10.80	9.77	0.98	10.74

**Tabla 5.3.2-c: Resumen de metrado del 6to Piso (Azotea)**

5.4 ESCALERAS

Con respecto a las escaleras, las cargas se calculan todas por metro cuadrado, como si fuera una losa maciza. Además se utiliza la siguiente fórmula para calcular el peso propio sobre los tramos, convirtiendo así las cargas de paso y contrapaso de la siguiente forma:

$$W_{PP} = \gamma_{CONCRETO} \times \left( \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Donde:

cp = Contrapaso.

p = Paso.

t = Espesor de la garganta.

La escalera tiene un paso de 26cm, el contrapaso de 17 cm y la garganta de espesor de 15cm con lo que se obtiene una carga por peso propio de 0.634ton/m<sup>2</sup>. Por lo tanto tenemos el siguiente metrado:

<b>Carga Muerta (CM)</b>	Peso Propio =	0.63	ton/m2
	Piso Terminado =	0.10	ton /m2
	<b>W<sub>CM</sub> =</b>	<b>0.73</b>	<b>ton /m2</b>
<b>Carga Viva (CV)</b>	Sobrecarga =	0.40	ton /m2
	<b>W<sub>CV</sub> =</b>	<b>0.40</b>	<b>ton /m2</b>
<b>Carga Ultima (Wu)</b>	1.4 CM + 1.7 CV =	1.71	ton /m2

## CAPÍTULO 6: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico trata de aproximar los efectos que tendría un sismo sobre el edificio, tratando de establecer un comportamiento aproximado de la estructura en base al sismo de diseño que está definido en la Norma Sismorresistente E.030.

Con este sismo de diseño se obtienen las fuerzas internas y desplazamientos laterales en la edificación, éstos luego nos servirán para realizar el diseño de todos los elementos estructurales, así como las respectivas verificaciones que nos solicita la Norma. El análisis se hará independientemente para cada una de las direcciones principales de la edificación (x e y).

El análisis se hizo en el programa SAP 2000, considerando un análisis pseudostridimensional, que analiza un conjunto de estructuras planas, distribuidas en forma espacial en los ejes x, y y z, siendo las direcciones x e y las que se consideran principales.

### 6.1 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

#### 6.1.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ: FACTOR DE ZONA Z

El territorio nacional se encuentra dividido en 3 zonas sísmicas, y según la Norma Sismorresistente E.030, se le asigna a cada una de estas zonas, una aceleración en la base rocosa, la que viene a ser la máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Como se mencionó en la Capítulo 4, corresponde usar  $Z = 0.4$ .

#### 6.1.2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS: FACTOR “S” Y FACTOR $T_p$

Según la Norma Sismorresistente E.030 se considera cuatro perfiles típicos, a los cuales se les asocia un factor de amplificación S, que permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y el parámetro  $T_p$  que corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.

El suelo del terreno donde se realizará la edificación corresponde a una grava densa mal graduada, siendo un suelo rígido con una capacidad portante de  $4\text{kg/cm}^2$  señalado en el estudio de suelos; según estas características el suelo es del Tipo S1 (roca o suelos muy rígidos) y le corresponde el valor  $S1=1.0$  y con un periodo de vibración de  $T_p=0.4\text{s}$ .

Según la Norma Sismorresistente E.030, la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura se puede definir como el producto ZS, esto se debe a que S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil del suelo.

### 6.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA: FACTOR C

El factor de amplificación sísmica es definido como la respuesta de la estructura ante la aceleración en su cimentación (ZS), esta amplificación depende de cada estructura en función de su periodo fundamental de vibración T.

Se debe calcular el factor para cada dirección de análisis, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \left( \frac{T_p}{T} \right), \quad C \leq 2.5$$

Debe cumplirse que  $C/R \geq 0.125$

Como C representa el factor de amplificación dinámico de la estructura respecto a la aceleración en la base, entonces la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC.

### 6.1.4 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES, COEFICIENTE DE USO E IMPORTANCIA: U

El edificio estará destinado a vivienda, siendo considerada como una edificación común, por lo tanto clasifica en la categoría C con un Factor de Uso igual a 1.0.

## 6.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Antes de mencionar el coeficiente de reducción sísmica (R), se analizará la configuración estructural para ver si la edificación califica como una estructura regular o irregular.

Este análisis se realiza bajo dos criterios: en altura y en planta.

Para el primer criterio observamos que la estructura es regular ya que no presenta pisos blandos, todos los elementos estructurales son continuos, los 6 niveles son pisos

típicos y todas las dimensiones en planta se mantienen. En cuanto al segundo criterio, la estructura califica como irregular ya que podemos observar esquinas entrantes y una importante reducción del diafragma en la zona del ascensor y la escalera.

### 6.2.1 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA: R

El Coeficiente de Reducción Sísmica R nos permite reducir la resistencia lateral de la estructura a una fracción de la máxima sollicitación elástica, durante un sismo, pero garantizando un comportamiento post-elástico adecuado.

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 indica que para sistema de Muros de Ductilidad Limitada el coeficiente de reducción sísmica R es 4, pero al ser una estructura irregular en ambas direcciones, tal y como lo mencionamos anteriormente, se multiplicará por 3/4, obteniéndose lo siguiente:

$$R_x = 4 \times \frac{3}{4} = 3 \qquad R_y = 4 \times \frac{3}{4} = 3$$

### 6.3 MODELO ESTRUCTURAL

Para realizar el modelo estructural del edificio, con el programa SAP2000, se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

Se modeló considerando que todos los muros, en ambas direcciones, trabajan como elementos estructurales, ya que el edificio únicamente cuenta con Muros de Ductilidad Limitada.

La altura de entrepiso, según la arquitectura, es de 2.55m. y considerando los 6 niveles se tiene una altura total de 15.30m.

Con respecto a los elementos estructurales, se idealizó usando un modelo por elementos finitos teniendo a las placas como elementos resistentes y siendo integradas por un diafragma rígido que corresponde a las losas macizas de cada entrepiso.

Se analizó, ubicando los centros de gravedad de cada nivel en los centros geométricos del área en planta, en dichos puntos se supone concentrada la masa de cada piso y además se colocará la inercia rotacional.

## 6.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Según la Norma E.030 indica que este método puede ser aplicado para analizar cualquier edificio. El análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Este proyecto por tratarse de una edificación convencional se usará el procedimiento de combinación espectral, en el cual la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal. Dicha aceleración que definida con la siguiente expresión:

$$S_a = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) \times g$$

### 6.4.1 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS DINÁMICO CON EL PROGRAMA SAP2000

A continuación se indican los pasos que se han seguido tanto para el modelado de la estructura y posterior análisis.

1. Se define el material a usar, en este caso el concreto, con sus respectivas características.
2. Se definen todos los elementos estructurales, en este caso se va a trabajar con elementos finitos, por lo que las placas serán definidas como Shell, con sus respectivos espesores y divididas en elementos de 0.50 x 0.50m. aproximadamente.
3. Se asigna la restricción en la base, por tratarse de un suelo duro con  $\sigma_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$ , donde los giros no son considerables, se tendrá una estructura empotrada en la base.
4. En cada una de las losas de entrepiso, se definirá y asignará un diafragma rígido, con el fin de que las fuerzas sísmicas sean distribuidas a las placas y que éstas tengan en mismo desplazamiento lateral.
5. Se definen los casos de carga estáticas, carga muerta CM y carga viva CV.
6. Se calcula el peso de los entrepisos, teniendo en cuenta lo que dice la Norma E.030, que para una edificación de la categoría C se considera sólo un 25% de la carga viva o sobrecarga. Con el peso posteriormente se calcula las masas de los entrepisos.



7. Se ingresa la función espectral y se define los dos casos del espectro de aceleraciones (DinXX, DinYY).
8. Como último paso se definen las combinaciones necesarias para el diseño de los elementos estructurales.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm \text{factor} * CS$$

$$U = 0.9CM \pm \text{factor} * CS$$

Donde el factor es el resultado de escalar los resultados del análisis dinámico con el fin de que se cumpla la siguiente relación:

$$V \text{ dinámico} > 90\% V \text{ estático}$$

#### 6.4.2 MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN RESULTANTES

Para obtener los períodos de vibración se observa los modos fundamentales en ambas direcciones, esto se realizará analizando el desplazamiento de la estructura en cada modo según el programa SAP2000.

A continuación, en la Tabla 6.5.2-a, se muestra los períodos para los 10 primeros modos de vibración.

Modo	T (seg)	% Masa Efectiva	
		En X-X	En Y-Y
1	0.300	<b>71.37%</b>	4.12%
2	0.177	5.00%	1.00%
3	0.163	2.57%	<b>66.12%</b>
4	0.064	19.04%	1.56%
5	0.044	1.11%	0.90%
6	0.041	1.01%	17.64%
7	0.284	5.08%	0.00%
8	0.021	0.00%	0.00%
9	0.020	0.00%	3.50%
10	0.018	1.55%	0.00%

**Tabla 6.4.2-a: Períodos de la Estructura**

Según lo observado podemos concluir lo siguiente:

En la dirección xx, el modo fundamental es el Modo 1.

En la dirección yy, el modo fundamental es el Modo 3.

Para estos modos de vibración tenemos los siguientes períodos:

$$T_x = 0.30 \text{ s}$$

$$T_y = 0.16 \text{ s.}$$

Con estos períodos, al igual que en el análisis estático, se definen todos los parámetros sísmicos, se ingresan al programa SAP2000 y se procede a analizar los resultados.

### 6.4.3 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Luego de procesar el edificio, lo que tenemos que tener en cuenta antes de proseguir con el diseño es el control de desplazamientos laterales y que la fuerza cortante basal esté dentro de los valores permitidos.

Primero analizares la fuerza cortante basal obtenida del Análisis Sísmico Dinámico.

Según la Norma E.030 esta fuerza tiene que ser, en cada dirección, como mínimo el 80% de la fuerza cortante estática, si la estructura es regular, y el 90% si es irregular. Cuando la fuerza basal está por debajo de estos porcentajes, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos del análisis a excepción de los desplazamientos.

	Condición	V estático	V dinámico	90% V estático
Sismo X-X	Irregular	501.97	<b>350.24</b>	451.77
Sismo Y-Y	Irregular	501.97	<b>353.07</b>	451.77

Debido a que la relación  $V \text{ dinámico} > 90\% V \text{ estático}$  no se cumple, se debe escalar proporcionalmente con el factor que se obtiene de la siguiente división:

$$factor = \frac{90\% V \text{ estático}}{V \text{ dinámico}}$$

$$\text{Sismo en x : } factor = \frac{451.77}{350.24} = 1.29$$

$$\text{Sismo en y : } factor = \frac{451.77}{353.07} = 1.28$$

### 6.4.4 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Para obtener los desplazamientos laterales reales se multiplicará el desplazamiento obtenido del análisis (del SAP2000) por 0.75 veces R.

6.4.4.1 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

Se debe comprobar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento de dos pisos consecutivos, no exceda de 0.005 la altura de entrepiso, ya que se trata de un edificio construido con Muros de Ductilidad Limitada. La altura de entrepiso ( $h_{ei}$ ) es constante e igual a 2.55m.

A. En la dirección X-X:

SXX Deriva (max) = **0.005**

Nivel	Resultados SAP2000		H (m)	R	Deriva	Resultado
	Despl. (m)	$\Delta$ Despl.(m)				
6	0.0125	0.0027	2.55	3.00	0.0024	OK
5	0.0098	0.0027	2.55	3.00	0.0024	OK
4	0.0071	0.0026	2.55	3.00	0.0023	OK
3	0.0046	0.0022	2.55	3.00	0.0019	OK
2	0.0024	0.0016	2.55	3.00	0.0014	OK
1	0.0007	0.0007	2.55	3.00	0.0006	OK

Tabla 6.4.4.1-a: Deriva en la dirección X-X

B. En la dirección Y-Y:

SY Y Deriva (max) = **0.005**

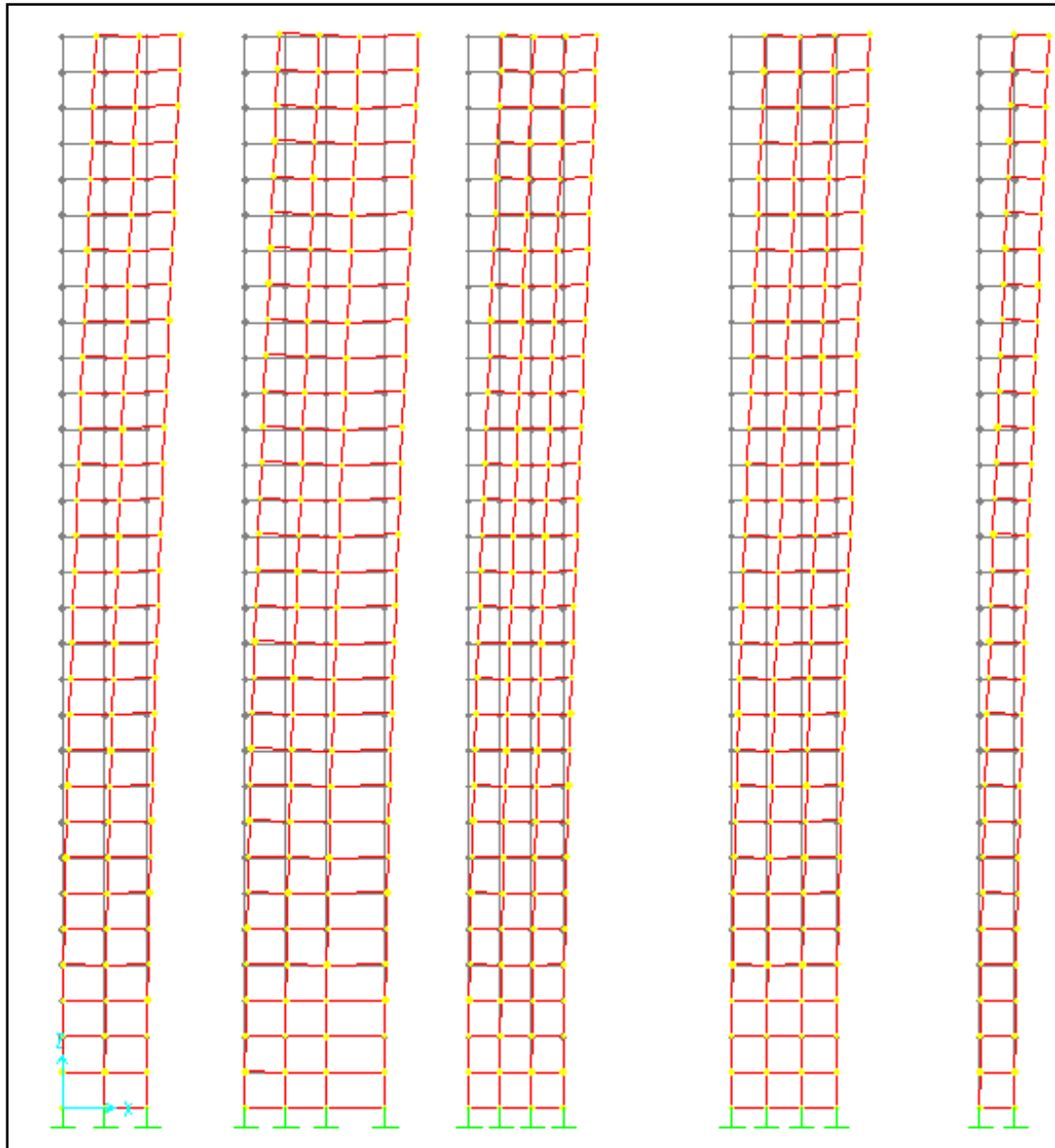
Nivel	Resultados SAP2000		H (m)	R	Deriva	Resultado
	Despl. (m)	$\Delta$ Despl.(m)				
6	0.00325	0.0007	2.55	3.00	0.0006	OK
5	0.00260	0.0007	2.55	3.00	0.0006	OK
4	0.00193	0.0007	2.55	3.00	0.0006	OK
3	0.00128	0.0006	2.55	3.00	0.0005	OK
2	0.00070	0.0005	2.55	3.00	0.0004	OK
1	0.00024	0.0002	2.55	3.00	0.0002	OK

Tabla 6.4.4.1-b: Deriva en la dirección Y-Y

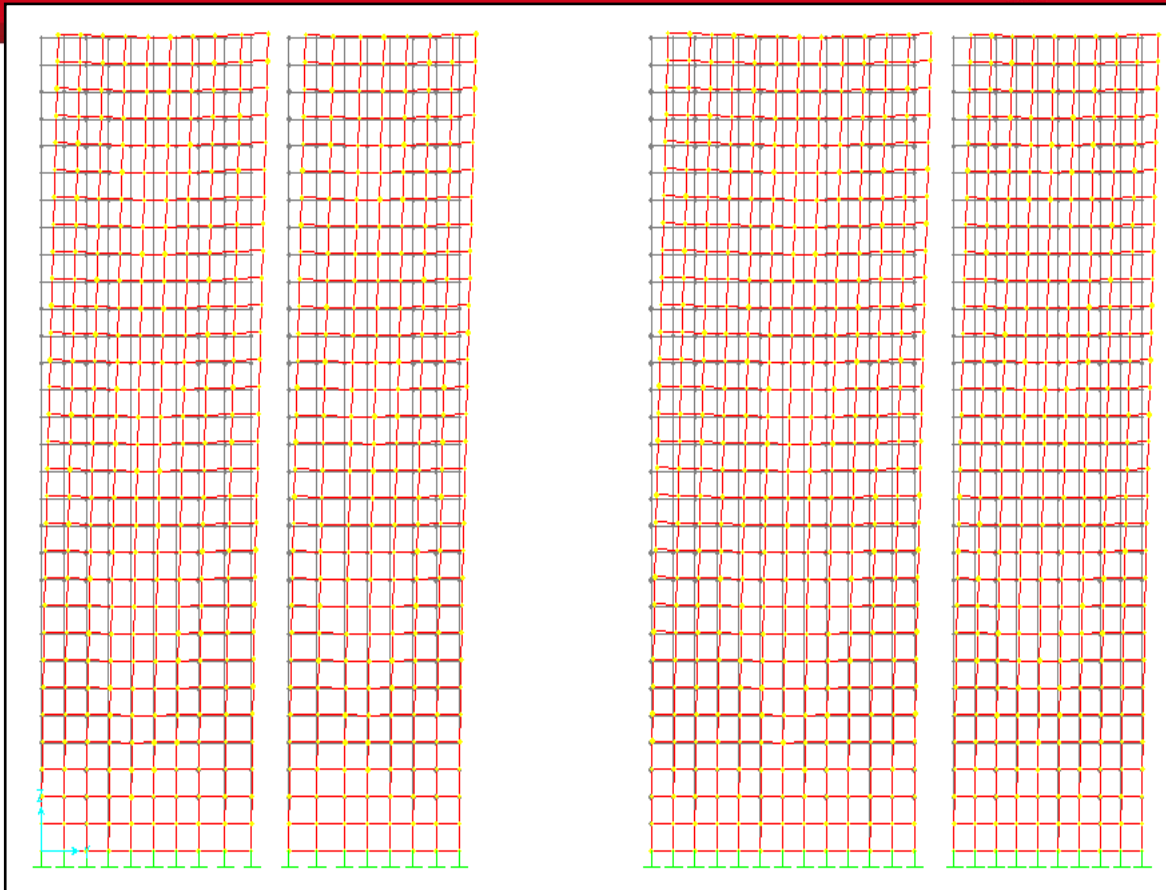
Como se puede apreciar, en ninguna de las dos direcciones se ha excedido el desplazamiento relativo máximo permitido, mas bien los desplazamientos relativos calculados se encuentran muy por debajo de éste.

En la dirección X-X, el máximo desplazamiento relativo es 0.00238 y en la dirección Y-Y es 0.0006.

A continuación mostraremos los desplazamientos de un eje en la dirección x-x y otro en la dirección y-y.



**Figura 6.4.4.1-a: Desplazamientos de las placas del eje L en la dirección x-x**



**Figura 6.4.4.1-b: Desplazamientos de las placas del eje 1 en la dirección y-y**

#### 6.4.4.2 CONTROL DE GIROS EN PLANTA

Para que la estructura no presente irregularidad torsional, debe cumplir las siguientes condiciones:

##### Condición 1

Que la relación del desplazamiento relativo máximo de dos pisos en un extremo del edificio entre el promedio de éste con el desplazamiento relativo que se obtiene en el extremo opuesto sea menor de 1.3.

$$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}} < 1.3$$

##### Condición 2

Que el desplazamiento promedio de cada entrepiso no exceda del 50% del máximo permisible.

$$\Delta_{\text{prom}}/(0.005 \times h_e) < 0.5$$

**A. Control de giros en la dirección X-X:**

Nivel	$\Delta_{\text{máx.}}$	$\Delta_{\text{mín.}}$	$\Delta_{\text{prom.}}$	$\Delta_{\text{máx.}}/\Delta_{\text{prom.}}$	$\Delta_{\text{prom.}}/(h_e \cdot 0.005)$	Condición 1	Condición 2
6	0.608	0.410	0.509	1.195	0.40	OK	OK
5	0.610	0.407	0.509	1.199	0.40	OK	OK
4	0.578	0.383	0.480	1.204	0.38	OK	OK
3	0.495	0.320	0.407	1.215	0.32	OK	OK
2	0.367	0.232	0.300	1.224	0.23	OK	OK
1	0.164	0.103	0.134	1.229	0.10	OK	OK

**B. Control de giros en la dirección X-X:**

Nivel	$\Delta_{\text{máx.}}$	$\Delta_{\text{mín.}}$	$\Delta_{\text{prom.}}$	$\Delta_{\text{máx.}}/\Delta_{\text{prom.}}$	$\Delta_{\text{prom.}}/(h_e \cdot 0.005)$	Condición 1	Condición 2
6	0.146	0.135	0.141	1.040	0.11	OK	OK
5	0.151	0.137	0.144	1.047	0.11	OK	OK
4	0.146	0.133	0.140	1.048	0.11	OK	OK
3	0.131	0.119	0.125	1.045	0.10	OK	OK
2	0.102	0.093	0.098	1.047	0.08	OK	OK
1	0.055	0.051	0.053	1.041	0.04	OK	OK

Según los resultados podemos concluir que la estructura no presenta irregularidad torsional en ninguna de las dos direcciones.

**6.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA**

Para evitar que estructuras vecinas tengan contacto al presentarse un sismo, éstas se separarán una distancia mínima "s", igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500)$  cm

Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará "s", en nuestro caso, este nivel será el de la azotea,  $h = 1530$  cm.

Al no conocer el desplazamiento de los bloques vecinos, se calculará el retiro con respecto a los límites de propiedad adyacente a otros lotes. Según la Norma E-030, la distancia no será menor que  $2/3$  del desplazamiento máximo, ni menor que  $s/2$ .



### 6.5.1 EN LA DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento máximo del edificio=  $0.01254 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 4 \cdot 100 = 2.8 \text{ cm}$ .

Usando los criterios antes mencionados, tenemos:

- Considerando el desplazamiento máximo, se tiene el retiro mínimo del límite de propiedad,  $2/3 \cdot (2.8) = 1.90 \text{ cm}$ .
- Como segundo criterio, se tiene lo siguiente:  
 $S > 3 \text{ cm}$ .  
 $S = 7.12 \text{ cm}$ , y calculando  $S/2 = 7.12/2 = 3.60 \text{ cm}$ .

Tomando el mayor de los dos valores, tenemos que la distancia que se retirará la edificación de los límites de la propiedad no será menor que  $3.60 \text{ cm}$ ., y según la arquitectura planteada se tiene una distancia de  $5 \text{ cm}$ ., con lo cual se estaría cumpliendo.

### 6.5.2 EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Desplazamiento máximo del edificio=  $0.00325 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 4 \cdot 100 = 0.73 \text{ cm}$ .

- Considerando el desplazamiento máximo, se tiene el retiro mínimo del límite de propiedad,  $2/3 \cdot (0.73) = 0.49 \text{ cm}$ .
- Como segundo criterio, se tiene lo siguiente:  
 $S > 3 \text{ cm}$ .  
 $S = 7.12 \text{ cm}$ , y calculando  $S/2 = 7.12/2 = 3.60 \text{ cm}$ .

Como obtenemos, al igual que en la dirección X, la distancia que se retirará la edificación del límite de propiedad será de  $5 \text{ cm}$ .

## 6.6 ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

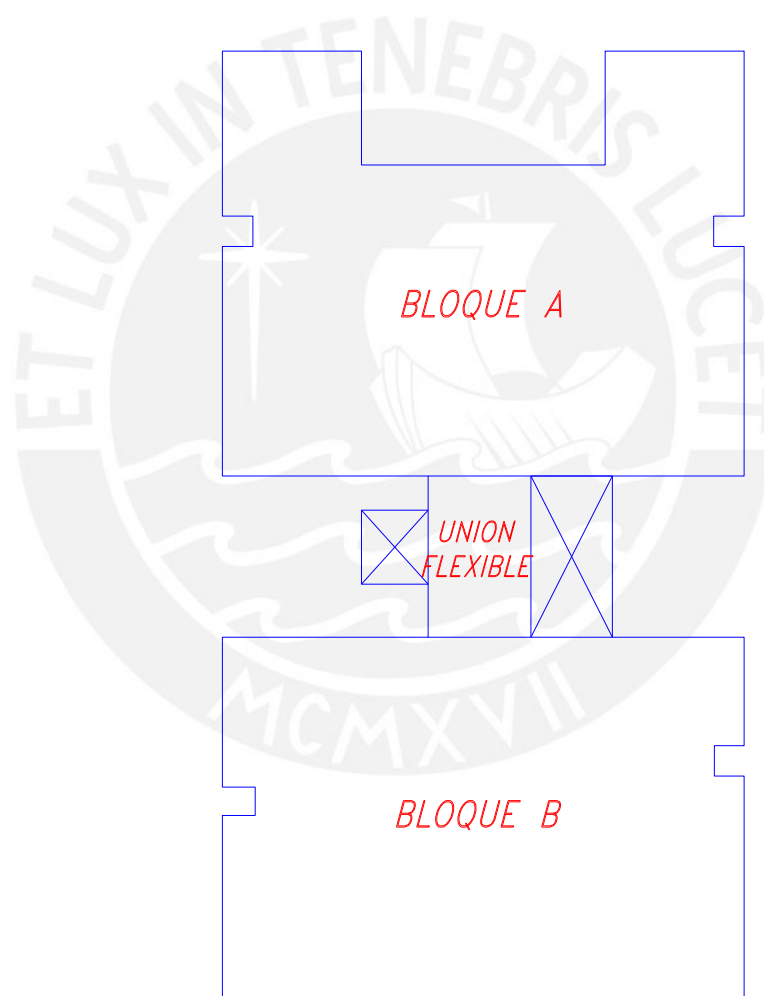
Por el efecto P-Delta, la expresión para evaluar el índice de estabilidad es:

$$Q = \frac{N_i \times \Delta_i}{V_i \times h_{ei}}$$

Este valor, llamado también de segundo orden, no será considerado en esta estructura, por lo siguiente: la edificación al estar conformada por muros de corte, presenta una rigidez alta con respecto al peso de ésta y por ende los desplazamientos inelásticos son pequeños, estos desplazamientos lo vimos anteriormente, por lo tanto se obtendrían valores muy bajos del índice de estabilidad (Q) en cCada dirección.

## CAPÍTULO 7: ANALISIS SISMICO CONSIDERANDO CONEXIÓN FLEXIBLE

Como se puede observar en el plano de planta, existe una importante abertura en la losa, entre los ejes E y H y por las dimensiones de estas aberturas podría quedar sin valor la hipótesis sobre la existencia de una losa rígida en su plano, esto debido a que se estaría debilitando la rigidez de la losa. Por lo tanto ya no se idealizará la estructura como una unidad, se deberá realizar un segundo análisis sísmico, modelando la estructura como dos bloques independientes (2 diafragmas rígidos) conectados por un diafragma flexible. Mediante este análisis se buscará resultados, que reflejen un comportamiento más real, ante los movimientos sísmicos.



**Figura 7-a: Áreas de los bloques y la unión flexible**

Para realizar este análisis con diafragma flexible se ha utilizado el mismo modelo que para el análisis con diafragma rígido, pero con algunos cambios, los cuales nos permitirán analizar el comportamiento de la losa en relación a los dos bloques.

- La conexión flexible se ha modelado mediante una malla de elementos finitos. Cada elemento tiene un espesor de 20 cm.
- Las vigas adyacentes a la malla han sido divididas según las intersecciones que tiene con cada elemento finito.
- Cada piso tendrá 2 diafragmas rígidos independientes que pertenecen a cada bloque, con sus respectivos centros de masa en los cuales se asignan las masas e inercias rotacionales.
- Se despreciará en el modelo, las masas y rigideces de la zona central, entre los dos bloques.

A continuación mostramos los cuadros con las masas e inercias de cada bloque.

#### BLOQUE A

Planta	Area (m2)	ton/m2	Peso(ton)	Masa	Ixx	Iyy	I. Rotacional
1	132.96	0.92	122.87	12.53	1218	2281	329.65
2	132.96	0.92	122.87	12.53	1218	2281	329.65
3	132.96	0.92	122.87	12.53	1218	2281	329.65
4	132.96	0.86	114.79	11.70	1218	2281	307.97
5	132.96	0.86	114.79	11.70	1218	2281	307.97
6 (Azotea)	132.96	0.82	109.32	11.14	1218	2281	293.28

#### BLOQUE B

Planta	Area (m2)	ton/m2	Peso(ton)	Masa	Ixx	Iyy	I. Rotacional
1	129.56	0.92	119.73	12.21	993	1994	281.32
2	129.56	0.92	119.73	12.21	993	1994	281.32
3	129.56	0.92	119.73	12.21	993	1994	281.32
4	129.56	0.86	111.86	11.40	993	1994	262.82
5	129.56	0.86	111.86	11.40	993	1994	262.82
6 (Azotea)	129.56	0.82	106.52	10.86	993	1994	250.29

## 7.1 ANÁLISIS SÍSMICO

Tenemos los siguientes parámetros sísmicos:

Costa – Zona 3	Z =	0.4
Edificación común	U =	1
Coefficiente de reducción	C =	2.5
Suelo rígido S1	S =	1
Factor de reducción	R =	3
Peso del bloque A	Pa =	707.51 ton
Peso del bloque B	Pb=	689.43 ton
Peso de la zona central no incluida en el análisis	Pc=	111.90 ton

Luego de procesar el edificio con el programa SAP2000 obtuvimos los siguientes resultados, los cuales se mostrarán comparándose con los del primer análisis, es decir, considerando un solo diafragma y la losa rígida.

### 7.1.1 MODOS Y PERIODOS

	Período en x-x	Período en y-y
<b><i>Estructura con unión rígida</i></b>	0.300	0.163
<b><i>Estructura con unión flexible</i></b>	0.294	0.157

Analizando el movimiento de la planta se observa que en el modo 1 los dos bloques se mueven para el mismo lado en el cual la losa de conexión de espesor 20cm actúa sin problemas. Lo mismo ocurre para el modo 2 hasta el 7, en los cuales no ocurre deformación considerable de los elementos finitos que constituyen la losa flexible. A partir del modo 8 cuyo periodo es de 0.037s. se puede observar que los elementos finitos de la malla comienzan a deformarse. Como el modo 8 tiene una participación bajísima en la estructura se podría decir que la losa de 20cm colocada para conectar los dos bloques actuará sin mayor problema.

De haber ocurrido esto en los modos más significativos el espesor de la losa deberá crecer hasta lograr una conexión más rígida.

### 7.1.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Se hará la comparación en ambas direcciones para ver de manera cuantitativa los efectos de considerar una losa flexible, teniendo en cuenta que en el primer modelo la masa total era 153.5 tonxs<sup>2</sup>/m y en el segundo modelo la masa total es el 92.8 % de la primera, esto es 142.40 tonxs<sup>2</sup>/m, esta diferencia también se verá reflejada en los resultados de la Fuerza Cortante Basal.

	$V_{din\ X-X}$	$V_{din\ Y-Y}$
Estructura con unión rígida	350.30	353.10
Estructura con unión flexible	317.60	326.40

Observando estos resultados, podemos concluir que la fuerza basal de la estructura con conexión flexible es ligeramente menor que los valores obtenidos del análisis considerando un solo diafragma rígido.

De manera adicional, mostraremos las fuerzas cortantes en la base tanto del bloque A como del bloque B, de manera separada.

		$V_{est\ X-X}$	$V_{est\ Y-Y}$	$V_{din\ X-X}$	$V_{din\ Y-Y}$
BLOQUE A	<i>Con conexión rígida</i>	251.20	246.80	164.30	171.70
	<i>Con conexión flexible</i>	235.80	235.80	134.40	169.10
BLOQUE B	<i>Con conexión rígida</i>	227.40	246.20	170.00	174.90
	<i>Con conexión flexible</i>	229.80	229.80	167.70	152.40

Viendo estos últimos resultados se puede decir que se mantiene la relación de que los valores obtenidos de la estructura con conexión flexible siguen siendo menores que los de la estructura con conexión rígida.

Por lo tanto, para diseñar por el lado de la seguridad se utilizarán las fuerzas de sismo más desfavorables, ocurriendo esto en el análisis con un solo diafragma rígido.

### 7.1.3 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

De la misma manera como se ha venido trabajando se mostrarán los máximos desplazamientos obtenidos para ambos casos y para las dos direcciones.

*En la dirección X-X (Eje L):*

Estructura con conexión rígida		
Nivel	Desplaz. del SAP	Desplaz. en cm.
6	0.0125	2.813
5	0.0098	2.205
4	0.0071	1.598
3	0.0045	1.013
2	0.0023	0.518
1	0.0007	0.164

Estructura con conexión flexible		
Nivel	Desplaz. del SAP	Desplaz. en cm.
6	0.0119	2.684
5	0.0094	2.117
4	0.0069	1.546
3	0.0044	0.997
2	0.0023	0.520
1	0.0007	0.164

*En la dirección Y-Y (Eje 9):*

Estructura con conexión rígida		
Nivel	Desplaz. del SAP	Desplaz. en cm.
6	0.0033	0.7313
5	0.0026	0.5850
4	0.0019	0.4343
3	0.0013	0.2880
2	0.0007	0.1573
1	0.0002	0.0549

Estructura con conexión flexible		
Nivel	Desplaz. del SAP	Desplaz. en cm.
6	0.0033	0.7425
5	0.0027	0.5985
4	0.0020	0.4478
3	0.0013	0.2993
2	0.0007	0.1665
1	0.0003	0.0604

Después de haber analizado los dos modelos, podemos concluir que los resultados son muy parecidos por lo que la losa que conecta los dos bloques tiene buena rigidez en su plano.



**7.2 DISEÑO DE LO LOSA QUE CONECTA LOS DOS BLOQUES**

Para el diseño de la losa se ha realizado un análisis estático en el cual se asignan fuerzas en los bloques A y B proporcionales a las masas, según la siguiente fórmula que se encuentra en la Norma:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Para diseñar la losa, se evalúa el caso más desfavorable, que es cuando los dos bloques se muevan en direcciones opuestas, para ello las fuerzas que se asignen en el bloque A tendrán signo positivo y las fuerzas que se asignen en el bloque B serán de signo negativo.

<b>BLOQUE A</b>					
Piso	H (m)	P (ton)	P.H (tonxm)	%V	F aplicada (ton)
1	2.55	122.87	313.33	5.06	11.94
2	5.10	122.87	626.65	10.13	23.89
3	7.65	122.87	939.98	15.19	35.83
4	10.20	114.79	1170.89	18.92	44.63
5	12.75	114.79	1463.62	23.66	55.79
6	15.30	109.32	1672.59	27.03	63.76
			6187.06	100.00	235.84

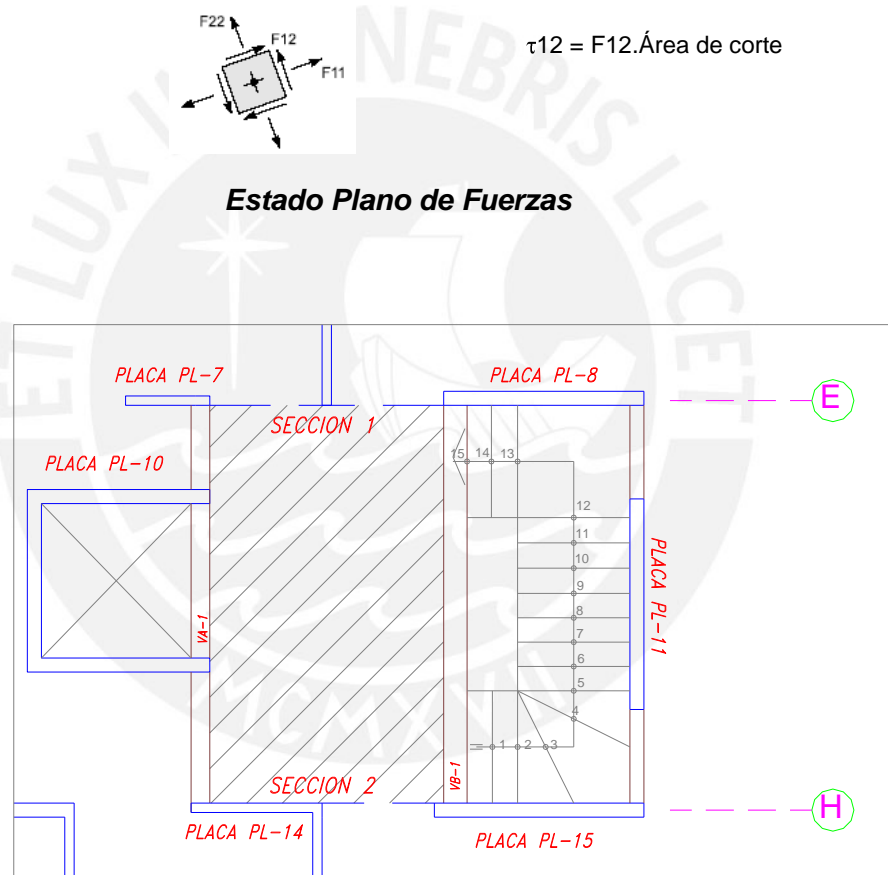
<b>BLOQUE B</b>					
Piso	H (m)	P (ton)	P.H (tonxm)	%V	F aplicada (ton)
1	2.55	122.87	313.33	5.06	11.64
2	5.10	122.87	626.65	10.13	23.28
3	7.65	122.87	939.98	15.19	34.91
4	10.20	114.79	1170.89	18.92	43.49
5	12.75	114.79	1463.62	23.66	54.36
6	15.30	109.32	1672.59	27.03	62.13
			6187.06	100.00	<b>229.81</b>

:

Con el fin de lograr una estructura adecuadamente rígida, se opta por hacer el diseño de esta conexión como una viga que actúa empotrada en sus bordes de los ejes E y H. Donde la sección transversal de la viga tiene de base 20 cm y su peralte es de 2.95 m.

### 7.2.1 DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

Para el análisis de la losa de calcula la cortante en la dirección X en los extremos de la malla. El máximo esfuerzo de corte se da en el 6to piso y se obtendrán de la siguiente manera:

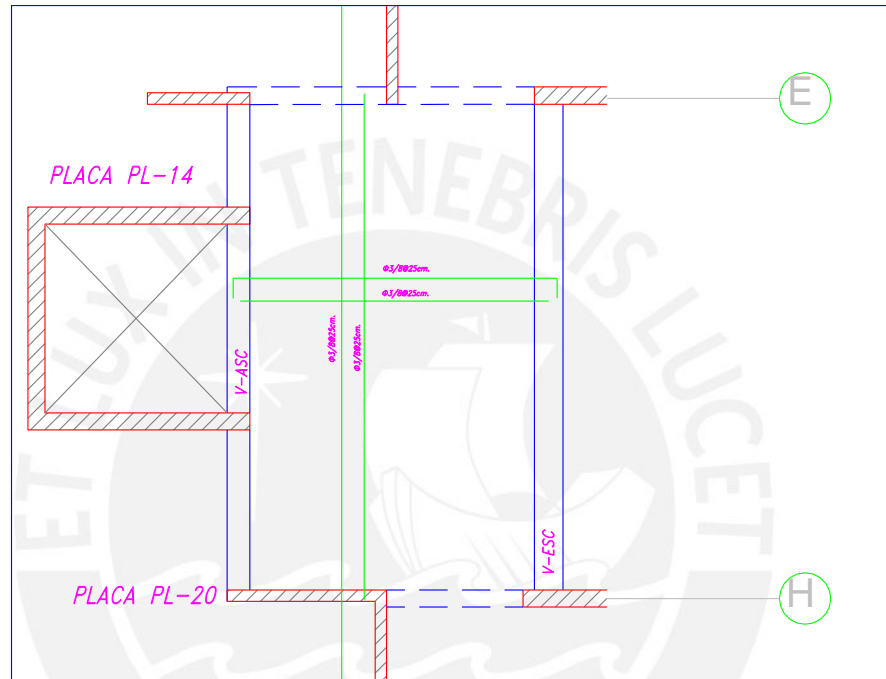


**Figura 7.2.1-a: Ubicación de las secciones 1 y 2.**

Las fuerzas de corte obtenidas en la sección 1 y 2, son 32.6 ton. y 35.2 ton respectivamente. La resistencia del concreto  $\phi V_c$  es igual a 38.5 ton.

En vista de que el concreto de la losa resiste íntegramente los esfuerzos por corte, será suficiente con colocar el refuerzo mínimo para losas, en este caso como la losa actúa como conexión de los dos bloques el refuerzo debe ser continuo arriba y abajo, en estos casos la cuantía mínima es de 0.0012.

Refuerzo mínimo =  $0.0012 \cdot 100 \cdot 20 = 2.4 \text{ cm}^2$  que equivale a  $\phi 3/8'' @ .25 \text{ cm}$



**Figura 7.2.2-a: Diseño de losa entre Bloques A y B**

## PARTE 2: DISEÑO

## CAPÍTULO 8: ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

Según el artículo 10 de la Norma E.060, los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma.

Por lo expuesto, debe cumplirse la siguiente relación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde  $R_u$  se obtiene de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Por otro lado, la resistencia de diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Este factor se considera debido a la inexactitud de los cálculos, los errores de mano de obra en los trabajos de campo y de que los materiales no alcancen la resistencia esperada.

Según el esfuerzo a que están sometidos los elementos, tenemos los siguientes factores de reducción:

Para flexión sin carga axial  $\phi = 0.90$

Para cortante con o sin torsión  $\phi = 0.85$

Antes de empezar a diseñar cada uno de los elementos estructurales habidos en este proyecto, indicaremos el tipo de análisis que se hará para cada elemento.

## 8.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Los elementos a diseñar por flexión son los siguientes: vigas, losas, escaleras. Además la Norma E.060 indica que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq 0.90 M_n$$

Donde:

Mu: Es la resistencia requerida

Mn: Es la resistencia nominal

## 8.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Los muros serán los únicos elementos a diseñarse por flexocompresión. En el capítulo correspondiente a esta sección se verá con mayor detalle el diseño.

## 8.3 DISEÑO POR CORTANTE

Tanto las vigas como las losas, adicional al análisis por flexión también serán diseñadas por corte, y según la Norma E.060 el diseño debe basarse según la siguiente expresión:

$$V_u \leq 0.85 V_n$$

Donde:

Vu: Es la resistencia requerida por corte

Vn: Es la resistencia nominal al corte

Para la resistencia por corte se considera el acero así como también el concreto.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

Vc: Es la contribución del concreto,  $V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$

Vs: Es la contribución del acero,  $V_s = A_s \times f_y \times d / s$

## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

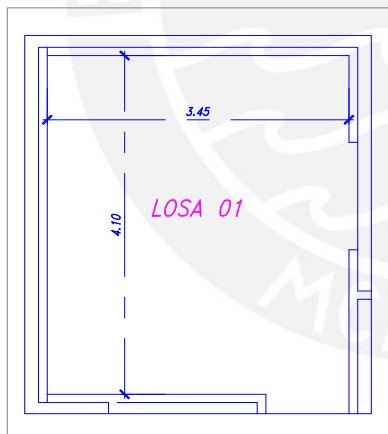
Las losas macizas será diseñadas por flexión y por cortante, considerando solamente las cargas de gravedad, las que se amplificarán según la siguiente combinación:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV.}$$

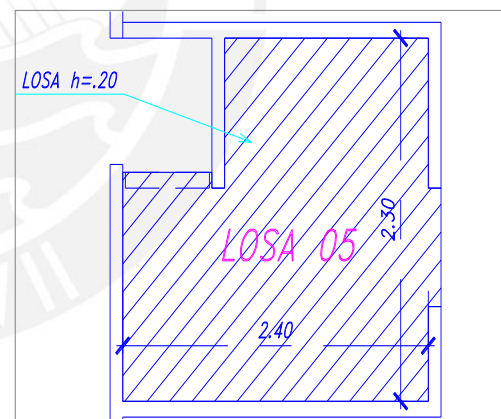
Para el análisis de losas macizas en dos direcciones existe una gran variedad de métodos, en este caso se ha realizado el análisis usando para el cálculo de momentos las tablas del método de coeficientes, dichas tablas las encontramos en el Reglamento Nacional de Edificaciones E-060, dicho método considera paños con distintas condiciones de borde y asigna coeficientes para los distintos casos. Para el cálculo de las fuerzas cortantes se utilizó el método del sobre.

A modo de muestra presentaremos dos paños, extraído del gráfico del Capítulo 5, con sus respectivas dimensiones y condiciones de borde, el primero corresponde a la zona de dormitorios y el segundo a la zona de baños.

Losa 1: Losa Maciza de 13cm  
3.45 x 4.10m.



Losa 05: Losa Maciza de 20cm, .  
2.40 x 2.30m.



Como ejemplo se mostrará el diseño de un paño.

### 9.1 DISEÑO DE LA LOSA 01 (h=13cm.)

Las condiciones de apoyo de este paño se consideran como continuas en sus cuatro lados, ya que se tiene muros de corte en todo el perímetro, por lo tanto se trata de un CASO 2 (según tablas del N.T.E. E-060).

### 9.1.1 METRADO

El siguiente metrado de cargas es el correspondiente al Capítulo 5 de presente trabajo de tesis.

En piso típico, tenemos:

#### **Cargas de servicio**

$$W_{cm} = 0.412 \text{ ton/m}^2 \quad W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

#### **Cargas últimas (1.4cm + 1.7cv)**

$$W_u \text{ total} = 1.4 \times 0.412 + 1.7 \times 0.20 = 0.92 \text{ ton/m}^2$$

### 9.1.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para realizar el diseño por flexión, en donde calcularemos el área de acero, se usará la siguiente expresión:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Donde:

“ $\rho$ ” se obtiene de las tablas de diseño, ingresando el valor de  $K_u = M_u / b d^2$ .

“ $b$ ” se considera como un ancho constante de 100 cm

“ $d$ ” es el peralte efectivo ( $d = t - 3 \text{ cm}$ ),  $t$  es el espesor de la losa

Además el diseño debe cumplir con el refuerzo por contracción y temperatura,  $A_{s \text{ min}} = 0.0018 b t$ . Entonces tenemos:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 13 = 2.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @ 30 \text{ cm.}$$

El espaciamiento máximo será 3 veces el espesor de la losa ò 45cm. según la Norma E.060. Como la losa es de 13cm., entonces  $S_{min} = 13 \times 3 = 39 \text{ cm.}$

#### **Dimensiones:**

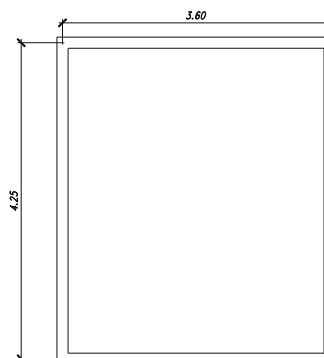
Según el gráfico:

A (dirección corta) = 3.60m.

B (dirección larga) = 4.25m.

La relación es:

$$A/B = 0.85$$





Con esta relación, entramos a la Tabla del Método de Coeficientes y obtenemos los siguientes valores:

Ca neg =	0.060	Ca cm=	0.024	Ca cv=	0.037
Cb neg =	0.031	Cb cm=	0.012	Cb cv=	0.019

**A. Dirección corta.**

$$M(-) = Ca \times Wu \times a^2 = 0.060 \times 0.92 \times 3.60^2 = 0.72ton \times m$$

$$M(+ )cm = Ca \times Wu \text{ cm} \times a^2 = 0.024 \times 0.58 \times 3.60^2 = 0.18ton \times m$$

$$M(+ )cv = Ca \times Wu \text{ cv} \times a^2 = 0.037 \times 0.34 \times 3.60^2 = 0.16ton \times m$$

$$M(+ ) = M(+ )cm + M(+ )cv = 0.34ton \times m$$

<b>Ma (-) =</b>	<b>0.71 tonxm</b>
Ku=	7.10000
$\omega$ =	0.03844
$\rho$ =	0.00192
As=	1.92 cm2

<b>Ma (+) =</b>	<b>0.34 tonxm</b>
Ku=	3.40000
$\omega$ =	0.01818
$\rho$ =	0.00091
As=	0.91 cm2

**B. Dirección larga.**

$$M(-) = Cb \times Wu \times b^2 = 0.031 \times 0.92 \times 4.25^2 = 0.52ton \times m$$

$$M(+ )cm = Cb \times Wu \text{ cm} \times b^2 = 0.012 \times 0.58 \times 4.25^2 = 0.13ton \times m$$

$$M(+ )cv = Cb \times Wu \text{ cv} \times b^2 = 0.019 \times 0.34 \times 4.25^2 = 0.11ton \times m$$

$$M(+ ) = M(+ )cm + M(+ )cv = 0.24ton \times m$$

<b>Mb (-) =</b>	<b>0.51 tonxm</b>
Ku=	5.10000
$\omega$ =	0.02743
$\rho$ =	0.00137
As=	1.37 cm2

<b>Mb (+) =</b>	<b>0.24 tonxm</b>
Ku=	2.40000
$\omega$ =	0.01280
$\rho$ =	0.00064
As=	0.64 cm2

Comparando la cuantía de acero obtenida, por acción de las cargas de gravedad, con la mínima necesaria, se observa que el acero de diseño está por debajo del acero mínimo, por lo que se usará doble malla, tanto superior como inferior.

Malla superior e inferior: 3/8"@30cm.

**9.1.3 DISEÑO POR CORTE**

Como no es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte, el diseño se hará de tal forma que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última.

$$Vu \leq \phi Vc$$

Se evaluará la fuerza cortante última en la cara del apoyo. Si esta fuerza cortante es mayor que la proporcionada por el concreto se necesitará mayor peralte de losa.

La resistencia del concreto ( $V_c$ ) se calculará considerando el ancho de la dimensión total de la losa en la dirección analizada.

Para calcular la fuerza cortante que actúa en la losa ( $V_u$ ), se usará la tabla 17.9.2.5 del Reglamento Nacional de Edificaciones, con la cual tendremos la fuerza cortante por metro lineal.

Para la relación  $A/B = 0.85$ , tenemos estos coeficientes.

$$W_{ua} = 0.663$$

$$W_{ub} = 0.337$$

#### A. En la dirección A

$$V_u = \frac{W_{ua} \times < W_u \times A}{2} = 1.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 10 = 6.53 \text{ ton}$$

Entonces se cumple que  $(\phi V_c = 6.53 \text{ ton}) > (V_u = 1.10 \text{ ton})$ .

#### B. En la dirección B

$$V_u = \frac{W_{ub} \times < W_u \times B}{2} = 0.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 10 = 6.53 \text{ ton}$$

Igual que en la dirección anterior, la losa de 13cm. es capaz de resistir las fuerzas cortantes generadas por las cargas de gravedad.

Con este procedimiento se desarrolla todos los paños que conforman la losa.

Como la losa de la azotea tiene menor sobrecarga entonces se realizará dos análisis por paño, uno para piso típico, del 1ro al 5to. y otro para la azotea.

**CAPÍTULO 10: DISEÑO DE VIGAS**

El diseño de las vigas se hará considerando la sección como rectangular y para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando sólo las cargas de gravedad, aplicadas en ellas.

Las cargas de sismo no se considerarán ya que éstas no provocan momentos considerables en comparación con las cargas por gravedad.

Para el diseño de empleó la siguiente combinación para determinar la carga de diseño:

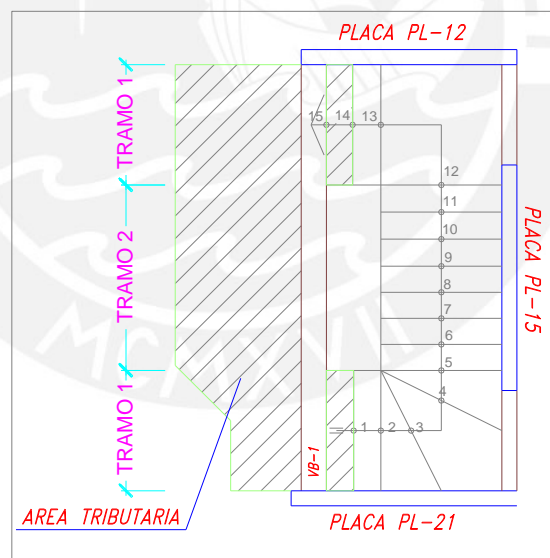
$$U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$$

Donde:

CM : carga muerta

CV: carga viva

A continuación se hará el diseño de la viga VB-1 (25x40) que se ubica en la llegada y salida de la escalera:



**Figura 10-a: Ubicación de la viga VB-1**

**10.1 METRADO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

El metrado que se presenta a continuación es por metro lineal de viga y son cargas en servicio:

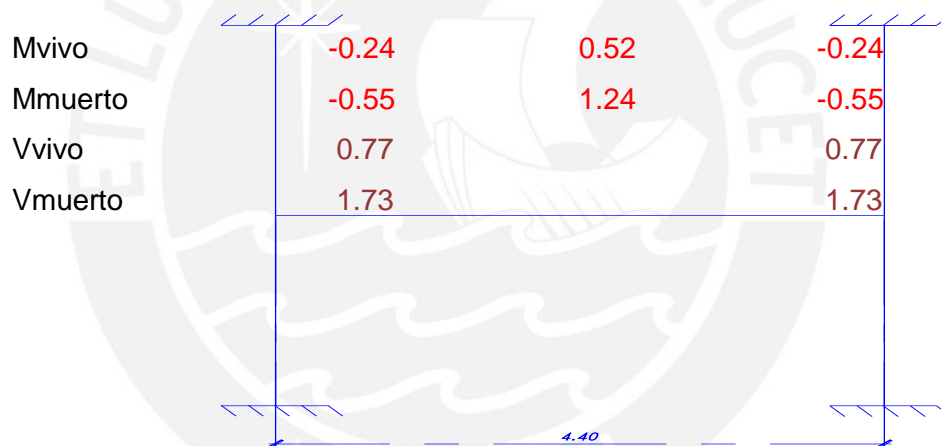
**A. Carga muerta**

	Dimensiones		Peso	TRAMO 1	TRAMO 2	ton/m
				Con escalera	Sin escalera	
p.p. viga	0.25	0.40	2.40	0.24	0.24	
p. losa	1.25	0.13	2.40	0.39	0.39	
p. escalera	0.27	0.15	2.40	0.10	0.00	
p. terminado	1.25		0.10	0.13	0.13	
p.ter. escalera	0.27	0.15	0.10	0.004	0.00	
				0.86	0.76	

**B. Carga viva**

	Dimensiones		Peso	TRAMO 1	TRAMO 2	ton/m
				Con escalera	Sin escalera	
s/c (losa maciza)	1.50		0.20	0.30	0.30	
s/c (escalera)	0.27		0.40	0.11	0.00	
				0.41	0.30	

Se muestran los momentos flectores y cortantes con las cargas sin amplificar:



**10.2 DISEÑO POR FLEXIÓN**

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se usará la misma expresión:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Donde:

$\rho$  = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

$d$  = ( $d = h - 6 \text{ cm}$ ) para vigas peraltadas

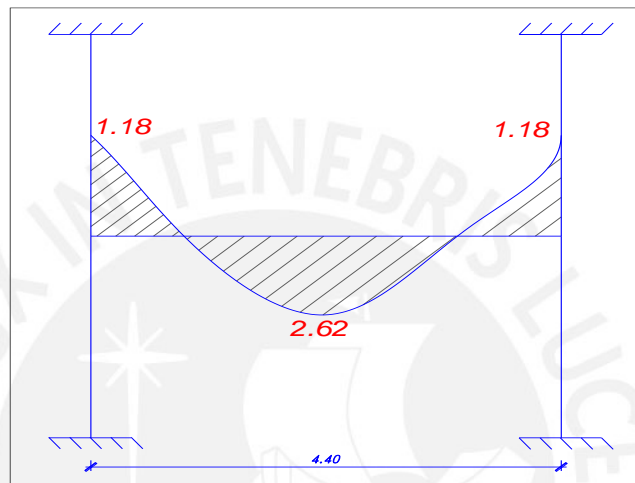
$b$  = ancho de la viga definido en el predimensionamiento

Considerando la resistencia del concreto  $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$  las cantidades de acero máximo y mínimo son las siguientes:

$$As \text{ mínimo} = 0.0024 b d$$

$$As \text{ máximo} = 0.75 Asb = 0.0159 b d \text{ (Equivalente a decir que } Ku > 49)$$

Si en los resultados del análisis estructural por cargas de gravedad se notará que en los apoyos extremos los momentos son prácticamente nulos, para el diseño se considerará que existe un momento negativo igual a  $“wu Ln^2/24”$  en estos puntos.



**Figura 10.2-a: Diagrama del Momento Flector:  $1.4Mcm + 1.7Mcv$  (tonxm)**

- $As \text{ min} = 0.0024 * 25 * 34 = 2.04 \text{ cm}^2$
- $As \text{ máx} = 0.0159 * 25 * 34 = 13.52 \text{ cm}^2$

	tonxm	Ku	$\rho$	As nec.	As colocado
Mneg1	1.18	4.08	0.11%	0.93	$2\phi 3/8" \cong 1.42$
Mneg2	1.18	4.08	0.11%	0.93	$2\phi 3/8" \cong 1.42$
Mpos	2.62	9.07	0.25%	2.10	$2\phi 1/2" \cong 2.54$

Para obtener el área de acero que se va a correr tanto arriba como abajo, se verá el mayor momento, es decir, la mayor cantidad de acero necesaria, en este caso tenemos que el área de acero requerida está por debajo del área de acero mínimo, por lo tanto el acero a colocar será:

Acero superior:  $2\phi 1/2"$

Acero inferior :  $2\phi 1/2"$

### 10.3 DISEÑO POR CORTANTE

Se considera que la fuerza cortante última en la sección crítica está ubicada a una distancia “d” desde la cara del apoyo, la cual deberá ser resistida por la sección de concreto ( $V_c$ ) más una contribución adicional proporcionada por el acero de refuerzo transversal ( $V_s$ =estribos), el cual deberá ir colocado con un espaciamiento adecuado. Por lo tanto, la expresión a usar para el diseño será:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

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

$$V_s = V_u / \phi - V_c \quad \text{con:} \quad V_s \text{ max} = 2.1 \times b \times d \times \sqrt{f'c}$$

El espaciamiento entre cada estribo será:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad \text{donde: } A_v = \text{área de refuerzo transversal}$$

Este espaciamiento “s” será máximo 0.5d ó 60 cm, el que sea menor.

$$\text{Si } V_s > 1.1 b d \sqrt{f'c}. \quad \text{“s”} = 0.25d \text{ ó } 30 \text{ cm} \quad (\text{el menor valor})$$

$$\text{Si } V_u > 0.5\phi V_c \quad A_v \text{ min} = (3.5 b s) / f_y,$$

Como en la edificación las vigas no resisten cargas de sismo, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes debido a las cargas de gravedad.

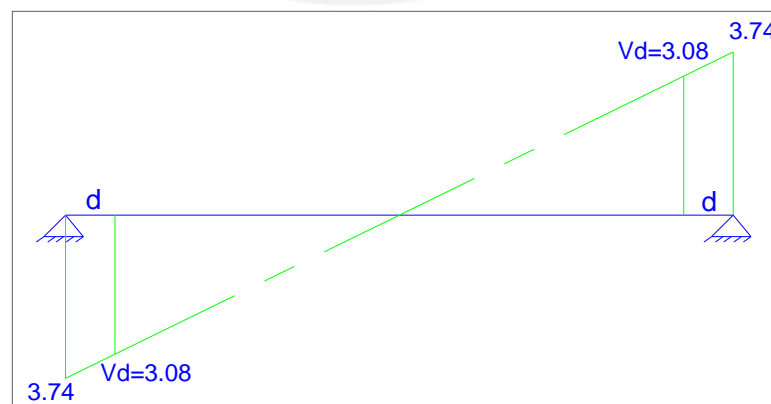


Figura 10.3-a: Envolvente de la Fuerza Cortante (ton)

Cortante resistido por el concreto:  $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 34 = 6.53 \text{ ton}$

Cortante a "d" de la cara:  $V_u = 3.08 \text{ ton}$

Cortante resistido por el refuerzo:  $V_s = 3.08/0.85 - 6.53 = -2.90 \text{ ton}$

Según los resultados la fuerza cortante que actúa en la viga puede ser soportada sólo con el aporte del concreto, sin embargo es necesario colocar estribos por el tema de confinamiento del concreto y armado del fierro.

#### 10.4 DISEÑO POR CONFINAMIENTO DE LAS VIGAS PERALTADAS

La distribución de los estribos se divide en dos zonas, la zona de confinamiento y la zona fuera de confinamiento.

- **En la zona de confinamiento**

Igual a  $2d$  medida desde la cara del nudo,  $2"d" = 2 \times 34 = 68 \text{ cm.}$ , en esta zona los estribos se colocarán con un espaciamiento que permita confinar el concreto y que resista la fuerza cortante actuante, por lo tanto en esta zona se colocarán los estribos cada 10cm.

- **Fuera de la zona de confinamiento**

En esta zona, al igual que en vigas sísmicas, el espaciamiento máximo es el siguiente:

$$s_{\max} \leq 0.5 d = 0.5 \cdot 34 = 17.0 \text{ cm}$$

Finalmente se determina que el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento será de 10 cm y fuera de la zona de confinamiento será 15 cm.

$$\phi \text{ 3/8"}: 1@.05, 7 @.10, \text{ rto.}@.15 \text{ en cada extremo}$$

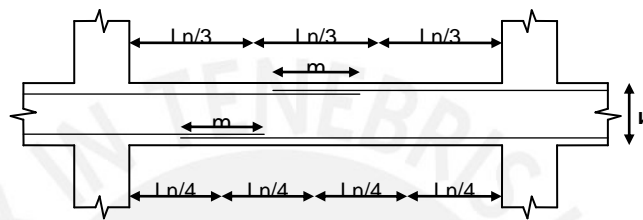
Se observa que las exigencias de confinamiento son las que rigen el diseño, ya que no sólo basta con cumplir las exigencias por cortante, sino también se busca envolver el concreto y de esa manera darle mayor capacidad de deformación plástica cuando haya compresiones elevadas.



### 10.5 EMPALME POR TRASLAPE DEL REFUERZO

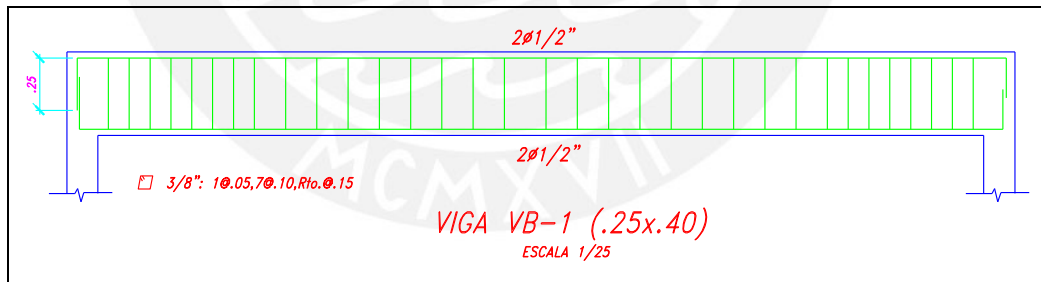
Los empalmes traslapados se deberán ubicar en las zonas de menor esfuerzo. En vigas que no absorben cargas de sismo, las zonas menos esforzadas son el tercio central del tramo, para el refuerzo superior, y los tercios laterales para el refuerzo inferior.

En global se asumen las siguientes zonas como las más favorables para los empalmes y la longitud de los empalmes “m” se determina de acuerdo al diámetro de la barra de acero.



**Figura 10.5-a: Ubicación de las zonas de empalme**

A continuación presentamos la viga VB-1 ya terminada. De la misma manera se trabajará la viga del ascensor VA-1.



**Figura 10.5-b: Diseño de la viga VB-1**

## CAPÍTULO 11: DISEÑO DE PLACAS

Los EMDL se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

Su diseño es muy parecido al de una columna, con la salvedad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes fuerzas cortantes y por ende grandes momentos.

### 11.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Antes de empezar a diseñar se debe tener en cuenta las “Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada” contenidas en la Norma E.060, entre las cuales tenemos:

#### 11.1.1 CON RESPECTO A LOS MATERIALES

La resistencia a la compresión del concreto para este tipo de sistema estructural, debe ser como mínimo  $f'c=175$  kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo se optó por usar una resistencia de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>. En cuanto al acero a usar en el diseño de las barras de refuerzo es de grado 60, dúctil y con un esfuerzo de fluencia  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

#### 11.1.2 CON RESPECTO AL DISEÑO

Por tratarse de un edificio de más de tres pisos, se tendrá que verificar en el tercio inferior de dicho edificio, que la resistencia nominal a la flexo compresión del muro sea por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección.

Para un mejor análisis y diseño, las placas que están formadas por muros en ambas direcciones, perpendiculares entre si, se dividirán en muros de una sola dirección, ya sea X o Y, considerando la contribución de los muros perpendiculares a éstos, la longitud de esta aleta, a cada lado del alma, será el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo.

Para que no sea necesario confinar los extremos de los muros, se deberá garantizar que la profundidad del eje neutro “c” satisfaga la siguiente relación:

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

Donde:

$l_m$ : longitud del muro en el plano horizontal

$h_m$ : altura total del muro

$\Delta m$ : desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente a  $h_m$ .

Cuando se dé el caso que no sea necesario confinar los extremos de un muro, el refuerzo deberá espaciarse de tal manera que su cuantía esté por debajo del 1% del área en la cual se distribuye.

En caso de no cumplirse la relación antes mencionada, deberán confinarse los extremos del muro, para lo cual el espesor del muro deberá aumentarse a un mínimo de 15cm., con estribos de confinamiento de 8mm. de diámetro como mínimo y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor de 20cm.

La fuerza cortante última de diseño, debe cumplir la siguiente relación:

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

Donde:

$V_u$ : fuerza cortante última de diseño.

$V_{ua}$ : fuerza cortante última proveniente del análisis.

$M_n$ : momento nominal y para su cálculo debe considerarse como esfuerzo de fluencia efectivo  $1.25f_y$ .

$M_{ua}$ : momento proveniente del análisis.

La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi (A_c \times \alpha \times \sqrt{f'_c}) + \phi (A_c \times \rho_h \times f_y)$$

Por último, la cuantía mínima tanto horizontal como vertical de los muros, deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

$$\text{Si } V_u > 0.5\phi V_c$$

$$\text{Entonces: } \rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\text{Si } V_u < 0.5\phi V_c$$

$$\text{Entonces: } \rho_h \geq 0.0020$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

Si  $h_m/l_m \leq 2$  entonces la cuantía vertical de refuerzo no deberá ser menor que la cuantía horizontal.

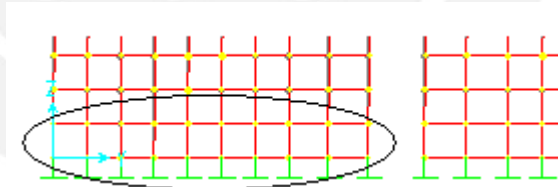
Otro procedimiento importante que es necesario describir antes de entrar al ejemplo del diseño de una placa, es el de la obtención de momentos flectores debido al sismo que actúa en la estructura. Para ello se siguieron los siguientes pasos:

Teniendo ya el modelo definido en base a elementos finitos, se procedió a agrupar las cuadrículas de la base según la división de las placas hecha en el Capítulo de Metrados de cargas.

Si se tiene una placa dividida en dos o más secciones, entonces se crea y asigna un grupo para cada una de las partes, considerando además la contribución de las cuadrículas perpendiculares, que equivale al 10% de la altura total, lo que sería 1.5m.

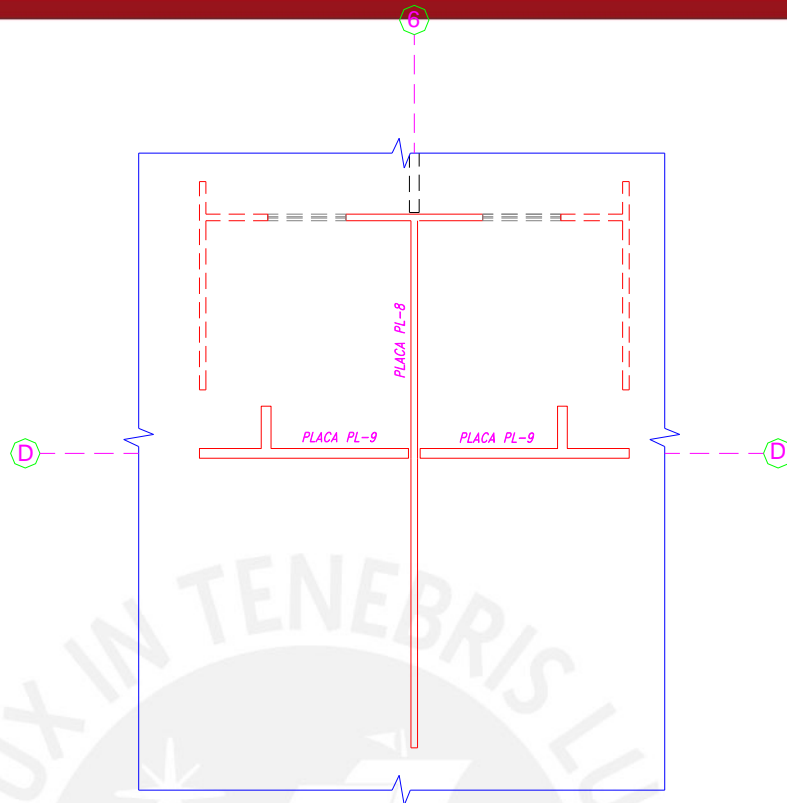
Luego de haber creado y asignado tantos grupos como sub-placas tengo, se corre el programa y se pide que nos muestre, mediante una tabla, los momentos generados en cada una de ellas.

Lo mismo se podría realizar para cada uno de los pisos de ser necesario, esto con el fin de obtener el momento flector de una placa en cada nivel. Además este momento obtenido corresponde el momento de diseño, es decir, ya se encuentra amplificado.



**Figura 11.1.2-a: Cuadrículas agrupadas para la dirección Y-Y**

A continuación las placas se diseñarán por flexo-compresión y por cortante. Se tomará como ejemplo el diseño de la placa PL-08 (eje 6). Esta placa en un inicio conformaba junto con la placa PL-09 una sola, pero se daba el caso de que el muro transversal, en la dirección x-x, era el más esforzado ante la sollicitación sísmica, por lo tanto se procedió a segmentarlo de la siguiente manera:



**Figura 11-a: Placa PL-8**

### 11.2 METRADO DE LA PLACA PL-8

El primer paso a seguir es el metrado de cargas actuantes y las correspondientes combinaciones entre ellas.

Cabe mencionar que en las cargas por sismo ya se han considerado el factor de escala “f”, calculado en el Análisis Sísmico, y sólo se considerará el análisis en la dirección longitudinal (y-y), ya que el muro trabaja en dicha dirección. De esta manera tenemos las siguientes cargas actuantes (cargas en servicio):

Piso	Carga	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
1	Muerta	80.94	69.66	0.21
1	Viva	20.70	23.51	0.10
1	Sismo x	2.77	258.93	34.53
1	Sismo y	1.53	639.06	7.54

Según las combinaciones de carga, tenemos las siguientes cargas últimas actuantes bajo la acción del sismo en la dirección Y-Y:

*Sismo en la dirección X-X.*

Combinaciones	Pu (ton)	Mxu (ton-m)	Myu (ton-m)
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	<b>148.51</b>	<b>137.49</b>	0.46
<b>1.25 (CM + CV) +Sx</b>	<b>129.82</b>	<b>375.39</b>	34.92
1.25 (CM + CV) - Sx	124.28	-142.46	-34.14
<b>0.9CM + Sx</b>	<b>75.62</b>	<b>321.62</b>	34.72
0.9CM - Sx	70.08	-196.24	-34.34

*Sismo en la dirección Y-Y.*

Combinaciones	Pu (ton)	Mxu (ton-m)	Myu (ton-m)
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	<b>148.51</b>	<b>137.49</b>	0.46
<b>1.25 (CM + CV) +Sy</b>	<b>128.58</b>	<b>755.52</b>	7.93
1.25 (CM + CV) - Sy	125.52	-522.60	-7.15
<b>0.9CM + Sy</b>	<b>74.38</b>	<b>701.65</b>	7.73
0.9CM - Sy	71.32	-576.37	-7.35

### 11.3 DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

Para poder diseñar por flexo-compresión, la norma nos indica que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1.

Altura total de la placa: 15.30 m.

Longitud de la placa: 8.20 m.

Entonces:  $H/L = 1.9 > 1 \quad \therefore \text{Sí cumple}$

El refuerzo vertical será distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos. Se usará acero de grado 60 ya que el edificio cuenta con 6 pisos. El refuerzo vertical que será repartido, deberá tener una cuantía mayor a la mínima, la cual se calcula en el diseño por cortante.

Se debe considerar que cuando la sección no es simétrica con respecto a un eje perpendicular a la dirección en la que trabaja, entonces deberá hacerse dos diagramas de interacción, uno en cada sentido del momento.

Para empezar el análisis se asignará de manera preliminar, el acero mínimo según la Norma E.060. Para ello debemos calcular  $V_u$  y  $\Phi V_c$ .

$$\Phi V_c = \Phi(A_c \times \alpha \times \sqrt{f'c})$$

Donde:

Ac: área de corte en la dirección de análisis.

$\alpha$ : factor que depende del cociente entre la altura total del muro y la longitud en planta.

$$\text{Entonces: } hm/lm = 15.30/8.20 = 1.87$$

Para este valor se obtiene  $\alpha=0.70$ . Tenemos:

$$\Phi V_c = 0.85x(0.10 \times 8.20) \times 0.70 \times \sqrt{210} \times 10 = 70.70 \text{ ton.}$$

Luego calculamos  $V_u$  y tenemos lo siguiente:

Piso	Carga	Vy (ton)
1	Muerta	3.98
1	Viva	1.39
1	Sismo x	13.65
1	Sismo y	48.03

Combinaciones	Vuy (ton)
1.4CM + 1.7CV	7.94
1.25 (CM + CV) +Sx	20.36
1.25 (CM + CV) - Sx	-6.94
<b>1.25 (CM + CV) + Sy</b>	<b>54.74</b>
1.25 (CM + CV) - Sy	-41.31
0.9CM + Sx	17.23
0.9CM - Sx	-10.07
0.9CM + Sy	51.61
0.9CM + Sy	-44.45



Entonces:

$$\phi V_c/2 = 70.70/2 = 35.35 \text{ y } V_{uy} = 54.74 \quad \therefore \phi V_c/2 < V_{uy}$$

Con esta última relación, tenemos que la cuantía de acero mínima es la siguiente:

$$\rho_{horizontal} = 0.0025 \text{ y } \rho_{vertical} = 0.0025$$

Además que  $h_m/l_m = 1.87 < 2$ , entonces la cuantía vertical debe ser mayor a la horizontal. Con los valores antes obtenidos tenemos un acero preliminar de:

$$\rho_v = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ por metro lineal de placa}$$

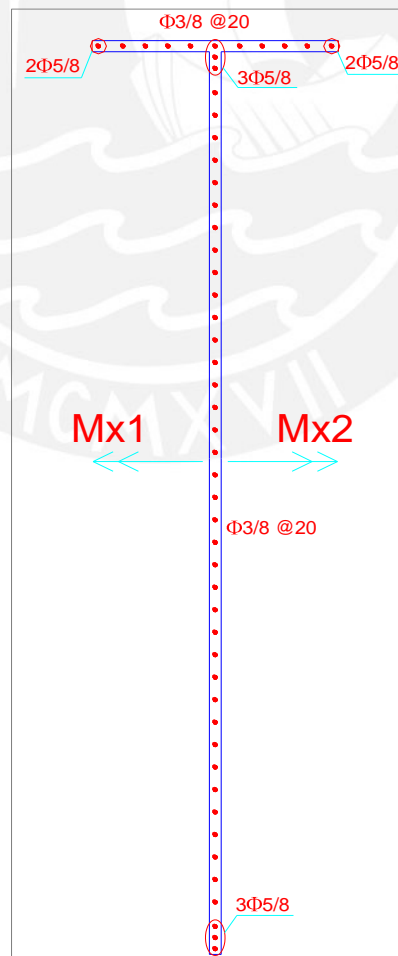
$$\rho_h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ por cada metro de placa}$$

El acero queda distribuido de la siguiente manera:

Malla vertical:  $\phi 3/8 @ 20\text{cm}$ .

Malla horizontal:  $\phi 3/8 @ 25\text{cm}$ .

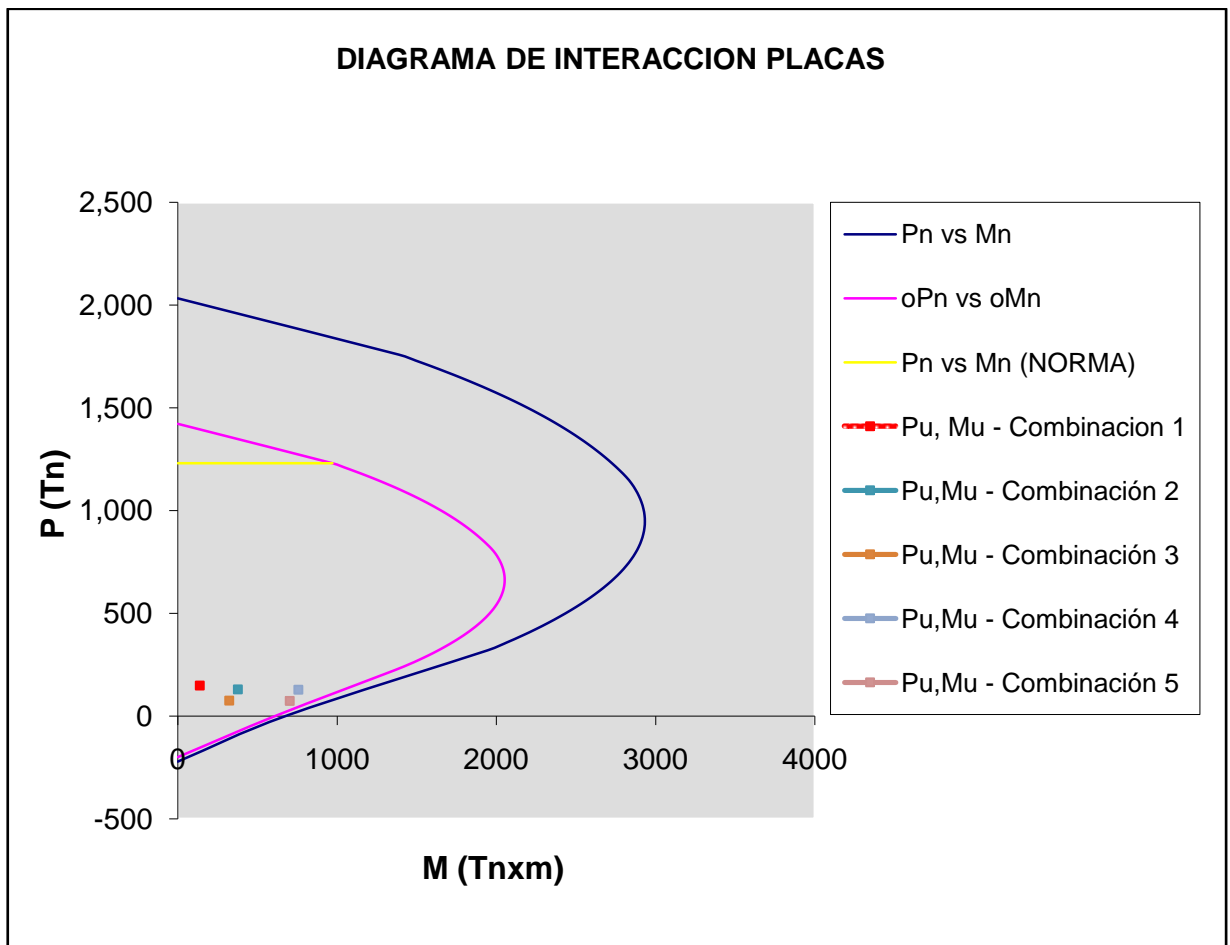
En el siguiente gráfico se muestra el acero preliminar distribuido y además se colocó acero adicional en los extremos.



**Figura 11.3-a: Distribución de acero en la Placa PL-8 del 1ero-3er piso**

Al tener definido el refuerzo a colocar se construirá el diagrama de interacción para esta sección. Se hará para ambos sentidos del momento sísmico, ya que la placa no es simétrica. Además se analizará una distribución para los 3 primeros pisos y otra para los 3 superiores, con el fin de poder bajar la cuantía de acero conforme las cargas últimas van disminuyendo, siempre y cuando se respete el área de acero mínimo requerido.

Se verificará que los pares de carga axial última - momento flector último sean menores a los resistidos por la sección, es decir, que se encuentren por debajo de la curva del diagrama de interacción. Se consideró las combinaciones más críticas.



**Gráfico 11.3-a: Diagrama de interacción para los 3 primeros pisos y en la dirección  $M_x1$**

Donde:

Combinación 1	corresponde a	$1.4CM+1.7CV$
Combinación 2	corresponde a	$1.25(CM+CV)+S_x$
Combinación 3	corresponde a	$0.9(CM)+S_x$
Combinación 4	corresponde a	$1.25(CM+CV)+S_y$
Combinación 5	corresponde a	$0.9(CM)+S_y$

Como podemos observar en el gráfico anterior, el diseño satisface los requisitos de flexo-compresión.

Ahora se verificará se satisfaga la siguiente relación:

$$M_n \geq 1.2 \times M_{cr}$$

Para los valores más desfavorables de  $P_u$  y  $M_u$ , tenemos  $M_n = 1262.6 \text{ ton-m}$ .

Ahora calculamos  $M_{cr}$  con la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} (2\sqrt{f'_c} + P_u/A_g)$$

Donde:

$$I_g = 0.10 \times \frac{8.20^3}{12} = 4.59 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 4.89 \text{ m}$$

$$P_u = 148.50 \text{ ton}$$

$$A_g = 0.10 \times 8.20 = 0.82 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$M_{cr} = \frac{4.59}{4.89} (2\sqrt{210} \times 10 + 148.50/0.82) = 442.03 \text{ ton-m}$$

Con este último resultado queda comprobado lo siguiente:

$$M_n = 1262.60 \text{ ton-m} \geq 1.2M_{cr} = 1.2(442.03) = 530.44 \text{ ton-m}$$

Por último tenemos que analizar si es necesario confinar los extremos de la placa, de ser así, se tendría que cumplirse la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{hm}\right)}$$

Donde:

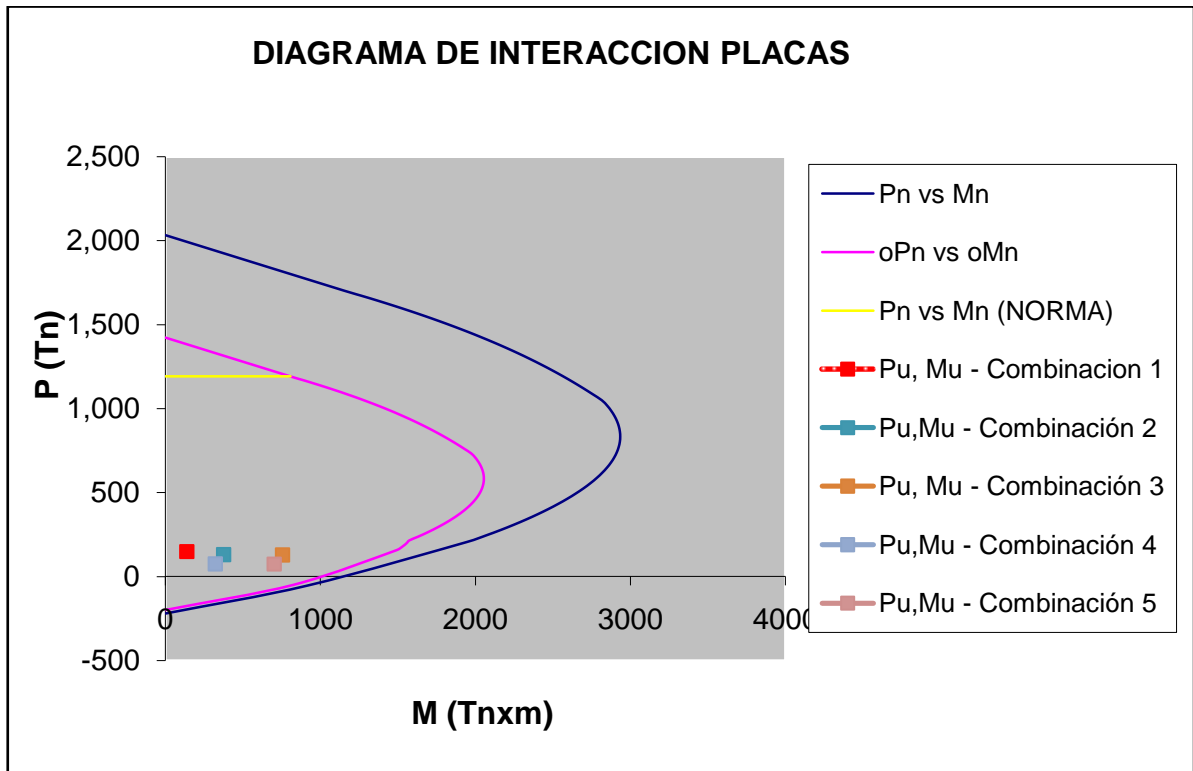
$$lm = 8.20 \text{ m}$$

$$\Delta m = 0.003 \times 0.75 \times 3 = 0.0068 \text{ m}$$

$$hm = 15.30 \text{ m}$$

Entonces para que sea necesario confinar los extremos, el eje neutro deberá ser mayor o igual a 30.75m. pero de acuerdo a las cargas obtenidas podemos afirmar que el valor de "c" está por debajo de 30.75m. por lo tanto no será necesario confinar los extremos y esto a su vez permite que el espesor de la placa se mantenga en 10cm.

Al tratarse de una placa asimétrica adicionamos el siguiente gráfico:



**Gráfico 11.3-b: Diagrama de interacción para los 3 primeros pisos y en la dirección Mx2**

Como las fuerzas van disminuyendo en la placa a medida que se sube de nivel, entonces lo que se debe hacer es disminuir la cuantía de acero para los pisos superiores. Para hacer esta reducción, a partir del cuarto piso, se hará el mismo procedimiento antes descrito.

## 11.4 DISEÑO POR CAPACIDAD

### 11.4.1 DEL 1er AL 3er PISO

La fuerza cortante de diseño se calculará usando la siguiente expresión:

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

Donde:

$$V_{ua} = 54.73 \text{ ton}$$

$$M_n = 1427.64 \text{ ton} - m \text{ (con un esfuerzo de fluencia efectivo } 1.25f_y)$$

$$M_{ua} = 755.52 \text{ ton} - m$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$Vu = 54.73 \times \left( \frac{1427.64}{755.52} \right) = 103.40 \text{ ton}$$

Luego se debe verificar que  $Vu \leq \phi Vn$ , donde el valor máximo de  $Vn < 2.7\sqrt{f'c} \times Ac = 320.8 \text{ ton}$ . Por lo tanto tenemos que sí se cumple la siguiente relación:

$$Vu = 103.40 \text{ ton} \leq \phi Vn = 272.7 \text{ ton}$$

Ahora debemos calcular la cuantía necesaria para la fuerza cortante aplicada.

La resistencia a fuerzas cortantes está dada por la siguiente expresión:

$$Vn = Vc + Vs$$

Donde:

$$Vc = \alpha \times \sqrt{f'c} \times Ac$$

Pero cuando tenemos esfuerzos de tracción axial considerables, deberá considerarse  $Vc=0$ . Es decir:

$$Nu/Ag < 0.1f'c, \quad Vc = 0$$

$$Nu = 148.50 < 0.1 \times 2100 \times 8.2 \times 0.10 = 172.2 \text{ ton}, \quad Vc = 0$$

Por lo tanto:

$$Vn = Vs = 103.4 / 0.85 = 121.6 \text{ ton}$$

$$Y \quad \rho h = \frac{121.6}{4.2 \times 820 \times 10} = 0.0035$$

Entonces se usará:

$$\rho h = 0.0035 \times 100 \times 10 = 3.5 \text{ cm}^2.$$

El acero se distribuirá de la siguiente manera:

Malla simple vertical:  $\emptyset 3/8 @ 20\text{cm}$ .

Malla simple horizontal:  $\emptyset 3/8 @ 20\text{cm}$ .

### 11.4.2 DEL 4to AL 6to PISO

Para estos últimos 3 pisos tenemos:

$$V_{ua} = 69.94 \text{ ton}$$

$$M_n = 1126.50 \text{ ton} - m \text{ (con un esfuerzo de fluencia efectivo } 1.25f_y)$$

$$M_{ua} = 270.13 \text{ ton} - m$$

Según el anexo de la Norma E.060, para EMDL, en la mitad superior de edificio podrá usarse 1.5 como valor máximo del cociente ( $M_n/M_{ua}$ ).

Reemplazando los valores tenemos:

$$V_u = 69.94 \times \left( \frac{1126.50}{270.13} \right) = 104.91 \text{ ton}$$

Luego se debe verificar que  $V_u \leq \phi V_n$ , donde el valor máximo de  $V_n < 2.7\sqrt{f'_c} \times A_c = 320.8 \text{ ton}$ . Por lo tanto tenemos que sí se cumple la siguiente relación:

$$V_u = 104.91 \text{ ton} \leq \phi V_n = 272.7 \text{ ton}$$

Ahora debemos calcular la cuantía necesaria para la fuerza cortante aplicada.

La resistencia a fuerzas cortantes está dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$V_c = \alpha \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

Pero cuando tenemos esfuerzos de tracción axial considerables, deberá considerarse  $V_c=0$ . Es decir:

$$N_u/A_g < 0.1f'_c, \quad V_c = 0$$

$$N_u = 72.66 < 0.1 \times 2100 \times 8.2 \times 0.10 = 172.2 \text{ ton}, \quad V_c = 0$$

Por lo tanto:

$$V_n = V_s = 104.91/0.85 = 121.6 \text{ ton}$$

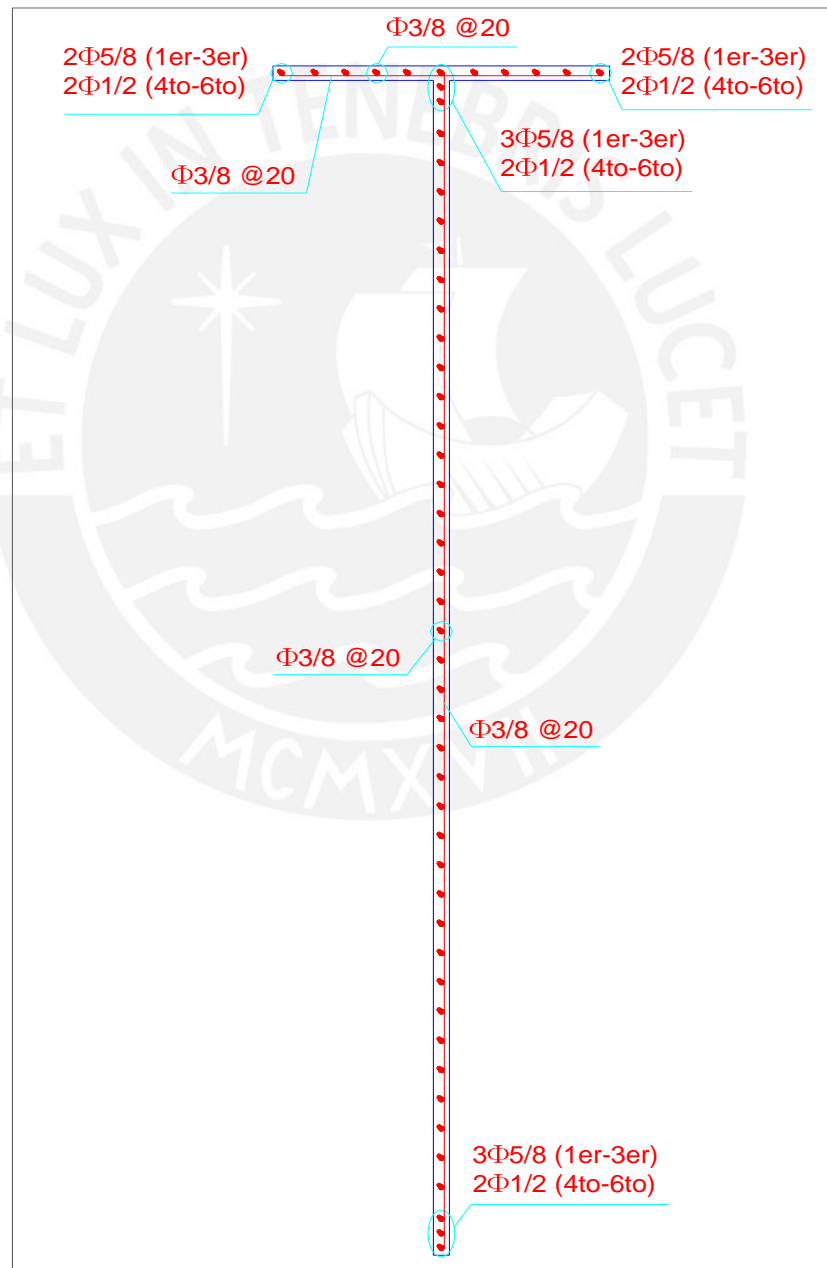
$$Y \quad \rho_h = \frac{121.6}{4.2 \times 820 \times 10} = 0.0036$$

Entonces se usará:

$$\rho h = 0.0036 \times 100 \times 10 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto la reducción hecha en el diseño a flexo compresión quedará sin efecto y el refuerzo horizontal y vertical distribuido se mantiene a  $\Phi 3/8 @ 20\text{cm.}$ , sólo cambiará el acero de los núcleos.

Finalmente el diseño de la placa PL-08 es el siguiente:



**Figura 11-b: Diseño de la Placa PL-8**



## 11.5 DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN

Según el punto 2.11 de la Norma, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción ( $\Phi V_n$ ) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción debe calcularse con la siguiente expresión:

$$\Phi V_n = \Phi \times \mu \times (N_u + A_v \times f_y)$$

Donde:

$$\Phi = 0.85$$

$$\mu = 0.6$$

$$N_u = \text{Fuerza nominal última, } N_u = 0.9N_m$$

$$N_m = \text{Carga muerta} = 80.94 \text{ ton}$$

Tenemos:

$$\Phi V_n = 0.85 \times 0.6(0.9 \times 80940 + 38.98 \times 4200) = 120.65 \text{ ton}$$

Por lo tanto sí se cumple:

$$\Phi V_n = 120.65 \text{ ton} > V_u = 103.40 \text{ ton}$$

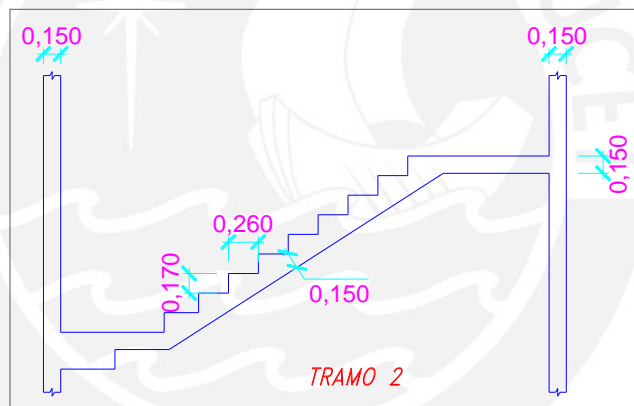
## CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras se pueden definir como losas inclinadas que sirven para conectar diferentes niveles de una edificación.

### 12.1 DISEÑO POR FLEXION

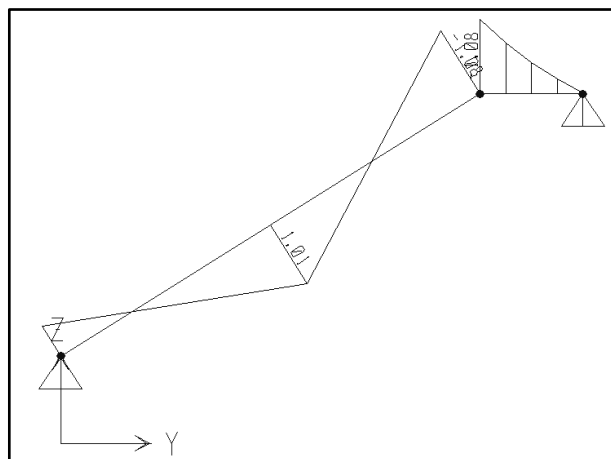
Para obtener los momentos flectores actuantes en los tramos de las escaleras, se ha realizado el modelo de la escalera considerando como una losa con apoyos fijos en sus puntos de quiebre, esto es en los dos descansos. Estos apoyos representan las placas, PL-12 y PL-21, donde ésta se apoya.

A cada tramo se asigno una carga distribuida, la cual fue calculada en el Capítulo de Metrado ( $W_u = 1.71 \text{ ton/m}^2$ ), sólo se considera las cargas de gravedad ya que esta losa no absorbe cargas de sismo. A manera de ejemplo se diseñará el Tramo 2



**Figura 12.1-a: Dimensiones del tramo 2**

### TRAMO 2



**Figura 12.1-b: Diagrama de Momentos Flectores**

Es necesario mencionar que la escalera se concibió como una losa maciza armada en una dirección, por lo tanto, en el diseño por flexión se determinará el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallará según la cuantía mínima que debe de tener la losa.

### 12.1.1 ACERO LONGITUDINAL

Tenemos:  $M_u = 1.08 \text{ ton} - \text{m}$

Con lo cual calculamos el acero necesario.

$A_{s \text{ nec}} = 2.47 \text{ cm}^2$  pero  $A_{s \text{ min}} = 3.48 \text{ cm}^2$

Entonces

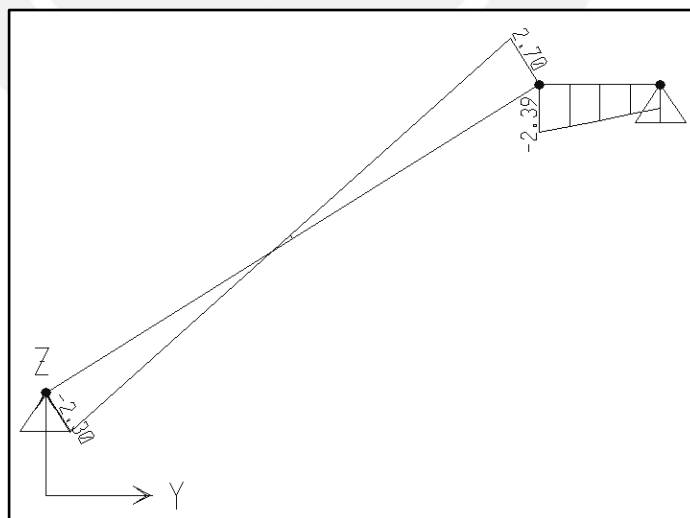
$A_s \text{ colocado} = \emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm}$ .

### 12.1.2 ACERO TRANSVERSAL DE TEMPERATURA

$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ colocado} = \emptyset 3/8 @ 25 \text{ cm}$ .

### 12.2 DISEÑO POR CORTE



12.2-a: Diagrama de fuerza cortante

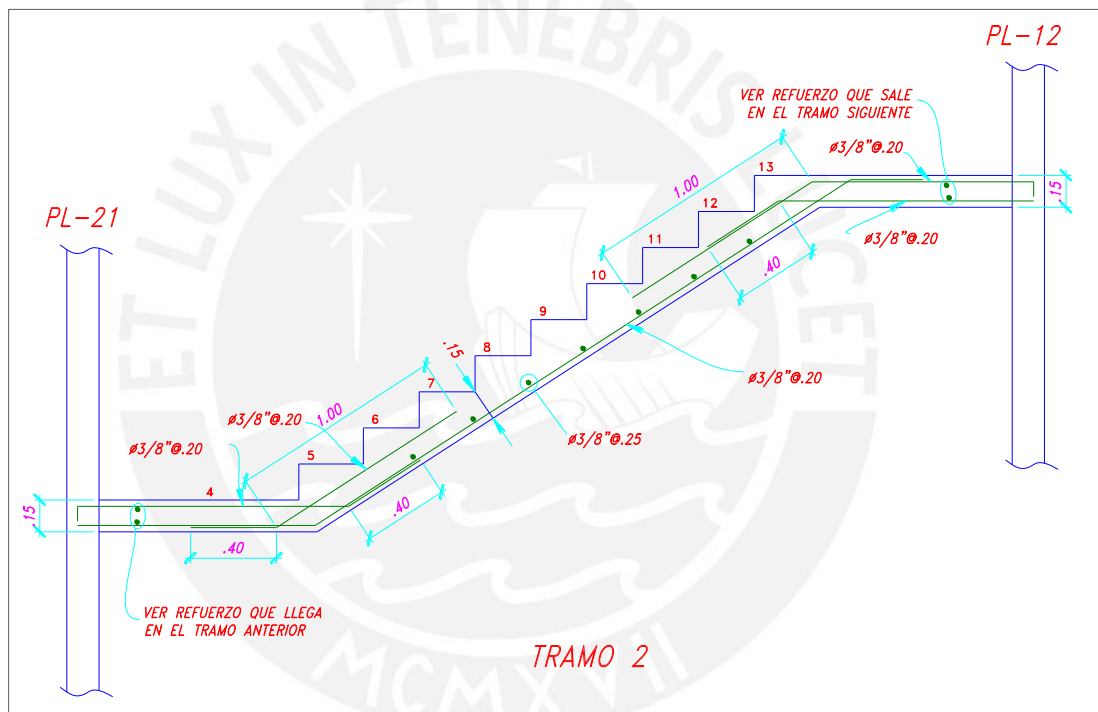
La fuerza cortante última ( $V_u$ ) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante. Entonces:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.70 \text{ ton}$$

Por lo tanto sí se cumple que:  $\phi V_c > V_u$

La siguiente figura muestra el diseño del Tramo 2 de la escalera.



Evidentemente lo que se está haciendo es un diseño muy conservador y simplificado, lo cual es práctica común en el diseño de escaleras ya que no tiene una cuantía de fierro fuerte. Además es preferible tener una escalera sobrerreforzada ya que cuando ocurren los movimientos sísmicos se van a generar esfuerzos adicionales que normalmente no se cuantifican.



**A. Dirección corta.**

$$M(-) = Ca \times Wu \times a^2 = 0.084 \times 2.51 \times 1.80^2 = 0.68 \text{ton} \times m$$

$$M(+)\text{cm} = Ca \times Wu \text{ cm} \times a^2 = 0.035 \times 0.81 \times 1.80^2 = 0.10 \text{ton} \times m$$

$$M(+)\text{cv} = Ca \times Wu \text{ cv} \times a^2 = 0.063 \times 1.70 \times 1.80^2 = 0.35 \text{ton} \times m$$

$$M(+) = M(+)\text{cm} + M(+)\text{cv} = 0.45 \text{ton} \times m$$

Ma (-) =	0.68 tonxm
Ku=	6.80000
$\omega$ =	0.03678
$\rho$ =	0.00184
As=	1.84 cm <sup>2</sup>

Ma (+) =	0.45 tonxm
Ku=	4.50000
$\omega$ =	0.02415
$\rho$ =	0.00121
As=	1.21 cm <sup>2</sup>

Como obtenemos momentos relativamente pequeños, debemos verificar el acero mínimo requerido.

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero a colocar es el acero mínimo. Además no será necesario calcular en la otra dirección ya que los momentos obtenidos en dicha dirección son mucho menores.

Tenemos la siguiente distribución:

Malla superior:  $\emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm}$

Malla inferior:  $\emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm}$

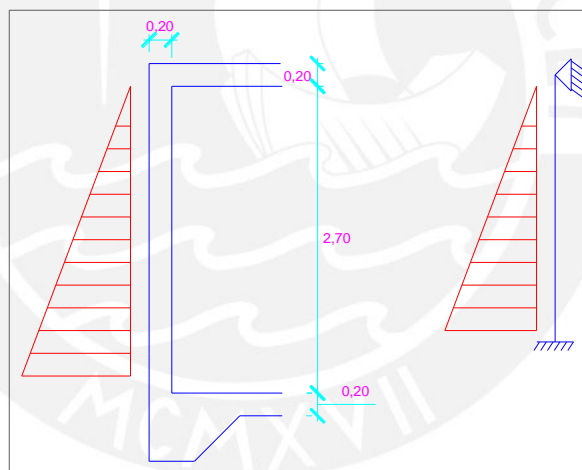
## 14.1 DISEÑO DE CISTERNA

### 14.1.1 DISEÑO DE MUROS DE CISTERNA

La fuerza que actúa sobre los muros de la cisterna es aquella que proviene del empuje del suelo en reposo, distribuida de forma triangular. El diseño se trabajará bajo la condición más desfavorable, cuando la cisterna está vacía.

Para las paredes de la cisterna se ha elegido como mínimo un espesor de 20 cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua.

El siguiente gráfico muestra la sección de la cisterna a analizar, así como la idealización del muro.



Para obtener el empuje del suelo, se usará la siguiente expresión:

$$Wu = 1.8 \times \gamma t \times K_0 \times h$$

Donde:

$\gamma t$  = Peso volumétrico del suelo

$K_0$  = Coeficiente de empuje en reposo, y a su vez es:

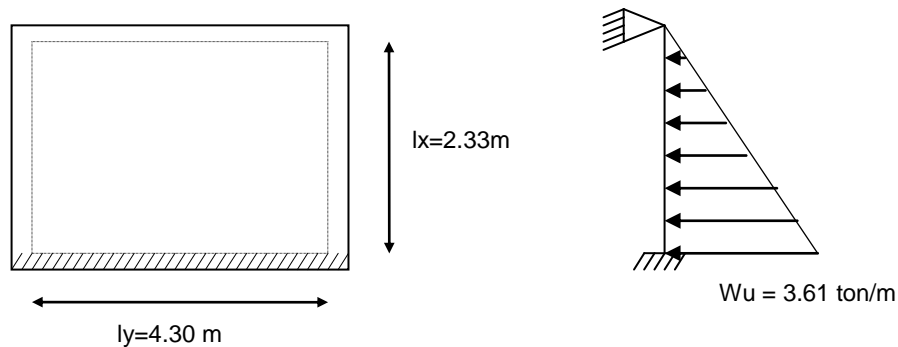
$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ ,  $\phi = 35$ , entonces  $K_0 = 0.43$

$h$  = altura total de la cisterna



Por lo tanto tenemos:

$$Wu = 1.8 \times 2 \times 0.43 \times 2.33 = 3.61 \text{ ton/m}$$



Usando las tablas del Manual para Cálculo de Placas de Kalmanok, encontramos los momentos, tanto en los apoyos como en el centro del paño.

Teniendo la relación de sus lados  $a/b$ , donde:

$$a = 2.33\text{m.} \quad y \quad b = 4.30\text{m.} \quad \text{Entonces: } a/b = 0.54$$

**A. As vertical:**

En el empotramiento:  $M_u = 0.0362 (3.61) (2.33)^2 = 0.71 \text{ ton-m}$

En la zona central: Paralelo a "lx":  $M_u = 0.0058 (3.61) (2.33)^2 = 0.11 \text{ ton-m}$

**B. As horizontal:**

En el empotramiento:  $M_u = 0.0621 (3.61) (2.33)^2 = 1.22 \text{ ton-m}$

En la zona central: Paralelo a "ly":  $M_u = 0.0251 (3.61) (2.33)^2 = 0.49 \text{ ton-m}$

Trabajando con el mayor momento obtenido, tenemos lo siguiente:

$$M_u = 1.22 \text{ ton - m} \quad A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

Como podemos observar, los valores de momentos son muy bajos, por lo tanto se tendrá que colocar el área de acero mínimo según la norma. Para estructuras retenedoras de líquido, se debe cumplir que la cuantía mínima para el refuerzo horizontal es 0.0028, para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los permitidos.

$$\text{As mínimo} = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Entonces:  $\varnothing 3/8" @ 20\text{cm.}$

Esta distribución será en ambas caras y será colocado tanto horizontal como verticalmente.

#### 14.1.2 DISEÑO DE TECHO Y FONDO DE LOSA DE CISTERNA

Para el diseño del techo de la cisterna se considerará una losa de 20cm. y con una  $s/c = 250 \text{ kg/m}^2$  (por estar ubicada en la zona de estacionamientos)

Tenemos:

#### CARGAS

$$W_{cm} = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucm} = 0.67 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{cv} = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucv} = 0.43 \text{ ton/m}^2$$

#### DIMENSIONES

$$A \text{ (dirección corta)} = 4.15 \text{ m.}$$

$$B \text{ (dirección larga)} = 4.15 \text{ m.}$$

$$\text{La relación es: } A/B = 1$$

Con esta relación, entramos a la Tabla del Método de Coeficientes y obtenemos los siguientes valores para los momentos positivos. En este caso no se tiene momentos negativos porque se está considerando como una losa simplemente apoyada en sus cuatro lados:

Ca cm=	0.036	Ca cv=	0.036
Cb cm=	0.036	Cb cv=	0.036

#### A. Dirección corta

$$M (+)_{cm} = C_a \times W_{ucm} \times a^2 = 0.036 \times 0.67 \times 4.15^2 = 0.42 \text{ ton} \times m$$

$$M (+)_{cv} = C_a \times W_{ucv} \times a^2 = 0.036 \times 0.43 \times 4.15^2 = 0.26 \text{ ton} \times m$$

$$M(+)=M(+)\text{cm}+M(+)\text{cv}=0.68\text{ton}\times m$$

<b>Ma (+) =</b>	<b>0.68 tonxm</b>
Ku=	6.80000
$\omega$ =	0.03678
$\rho$ =	0.00184
As=	1.84 cm2

**B. Dirección larga**

$$M(+)\text{cm} = Cb \times Wu\text{ cm} \times a^2 = 0.036 \times 0.67 \times 4.15^2 = 0.42\text{ton} \times m$$

$$M(+)\text{cv} = Cb \times Wu\text{ cv} \times a^2 = 0.036 \times 0.43 \times 4.15^2 = 0.26\text{ton} \times m$$

$$M(+)=M(+)\text{cm}+M(+)\text{cv}=0.68\text{ton}\times m$$

<b>Ma (+) =</b>	<b>0.68 tonxm</b>
Ku=	6.80000
$\omega$ =	0.03678
$\rho$ =	0.00184
As=	1.84 cm2

Pero el acero mínimo es.

$$As\text{ min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60\text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero a colocar será el mínimo.

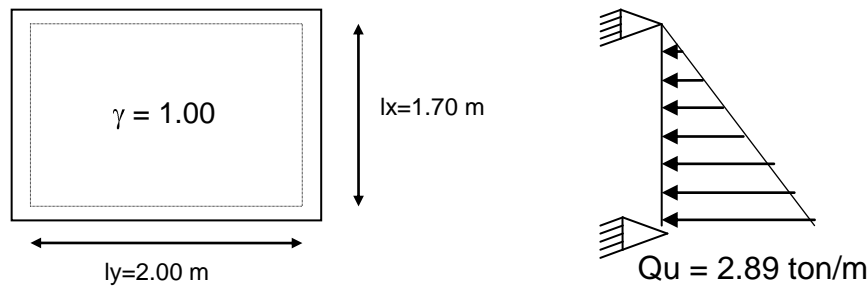
*Doble malla  $\phi$  3/8 @ 20cm*

De la misma manera se trabajo con la losa de fondo, obteniendo la misma área de acero distribuido.

**14.2 DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO**

Se diseñará la pared del eje E, cuyas dimensiones son 0.15x2.00x1.70m. Las paredes del tanque serán de 15 cm, como lo que se quiere es mantener un buen recubrimiento en estas paredes, no se colocará el refuerzo en ambas caras, tan solo al medio de la placa.

Su modelo estructural y carga última, debido al empuje lateral del terreno, se muestran a continuación:



Para el diseño de esta placa, se han usado las tablas del Manual para Cálculo de Placas de Kalmanok. De la tabla correspondiente a las condiciones de borde mostrado y carga triangular, se obtiene:

Teniendo la relación de sus lados  $a/b$ , donde:

$$a = 1.70m. \quad y \quad b = 2.00m. \quad \text{Entonces: } a/b = 0.85$$

**A. As vertical:**

$$\text{En la zona central: } Mu = 0.0133 (2.89) (1.70)^2 = 0.11 \text{ ton-m}$$

**C. As horizontal:**

$$\text{En el empotramiento: } Mu = 0.0425 (2.89) (1.70)^2 = 0.35 \text{ ton-m}$$

$$\text{En la zona central: } Mu = 0.0157 (2.89) (1.70)^2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

Como podemos observar, los valores de momentos son muy bajos, por lo tanto se tendrá que colocar el área de acero mínimo según la norma y para estructuras retenedoras de líquido, se debe cumplir que la cuantía mínima para el refuerzo horizontal es 0.0028, para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los permitidos.

$$As \text{ mínimo} = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero distribuido será: doble malla de  $\phi 3/8'' @ 20cm$ . en las dos direcciones.

## CAPÍTULO 15: CIMENTACIÓN

### 15.1 CIMIENTOS CORRIDOS

La cimentación es parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno, a través de las placas, las cargas de la edificación. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El tipo de cimentación a usar en este proyecto, son los cimientos corridos, ya que sólo se tiene placas y estas representan cargas distribuidas y no puntuales.

A continuación mencionaremos algunas características que se deben tomar en cuenta al momento de predimensionar y diseñar cimiento corrido.

Se tiene cargas uniformemente distribuidas en toda la longitud de la placa, por lo tanto desaparece el diseño de cortante en dos direcciones (punzonamiento) y sólo se tendrá cortante en una dirección además de flexión en dicha dirección.

Los cimientos corridos tienen volados muy pequeños y debido a ello no se llega a producir el efecto de cortante en una dirección, ya que el análisis de esta fuerza se realiza a una distancia “d” de la cara y como resultado tendríamos que dicha distancia caería fuera del cimiento.

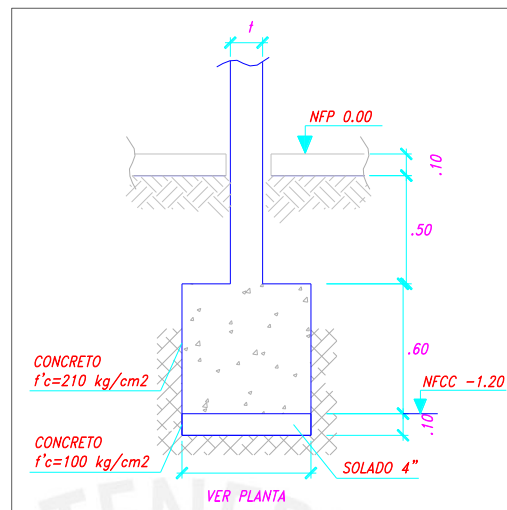
En el caso de este proyecto que contamos sólo con placas que resisten las fuerzas horizontales de sismo, se tendrá que considerar los momentos importantes producto de éste.

Al momento del análisis y predimensionamiento se debe tomar en cuenta la carga total actuante y el momento de cada placa. Es importante que se considere como una cimentación integrada y que este elemento en su conjunto resistirá los momentos transmitidos de las placas al cimiento.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura se debe contar con el estudio de Suelos (EMS), del cual se obtienen los siguientes datos:

- Perfil del Suelo : Tipo S1
- Presión Admisible del Terreno ( $\sigma_a$ ) : 4.0 kg/cm<sup>2</sup>
- Peso Unitario del Suelo ( $\gamma$ ) : 1.90 ton/m<sup>3</sup>
- Angulo de Fricción del Terreno ( $\phi$ ) : 35°
- Profundidad de cimentación mínima : 1.20 m.

En la siguiente figura se muestra una sección del cimiento corrido.



### 15.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

El cimiento corrido tiene una altura de 60cm., el cual se vaciará sobre un solado de 10cm., llegando así al nivel mínimo de cimentación de 1.30m. de profundidad. Entre el cimiento y el falso piso se está dejando 50cm. libres, en los cuales se realizará la colocación de tuberías, tanto para las instalaciones eléctricas y sanitarias.

La resistencia de concreto es de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> para el cimiento corrido y de  $f'c=100$  kg/cm<sup>2</sup> para el solado.

### 15.1.2 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y DE SISMO

Antes de explicar el procedimiento que se siguió para este análisis, es necesario mencionar que se ha optado por conectar el cimiento corrido, esto con el fin de que trabajen en conjunto, ya que se tienen momentos relativamente grandes en comparación con las cargas verticales, lo cual provocaría que tengamos excentricidades que caen fuera del área de la placa.

Se siguieron los siguientes pasos:

Cálculo de la carga total en servicio "P", que será transmitida del muro al terreno (cargas de gravedad y sismo).

Se asumirá de manera preliminar el ancho del cimiento corrido "B", con lo que podremos calcular el peso propio de la estructura "pp".

Verificar que las dimensiones propuestas garanticen que el cimiento transmitirá un esfuerzo menor que el admisible del suelo  $\sigma_{adm}$  (para cargas de gravedad) y a su vez menor que  $1.3 \sigma_{adm}$  del suelo (para cargas de sismo). El F.S.=1.3 debido a que el suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.

Con lo descrito en los párrafos anteriores, tenemos las siguientes expresiones para cimientos corridos.

Para cargas de gravedad:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + pp}{Area} \pm \frac{M_x \times C_x}{I_y} \pm \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq \sigma_{adm}$$

Para cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + pp}{Area} \pm \frac{M_x \times C_x}{I_y} \pm \frac{M_y \times C_y}{I_x} \leq 1.3 \sigma_{adm}$$

### 15.1.3 EJEMPLO DE ANÁLISIS DE CIMIENTO CORRIDO

#### 15.1.3.1 ANÁLISIS POR ESFUERZOS ADMISIBLES

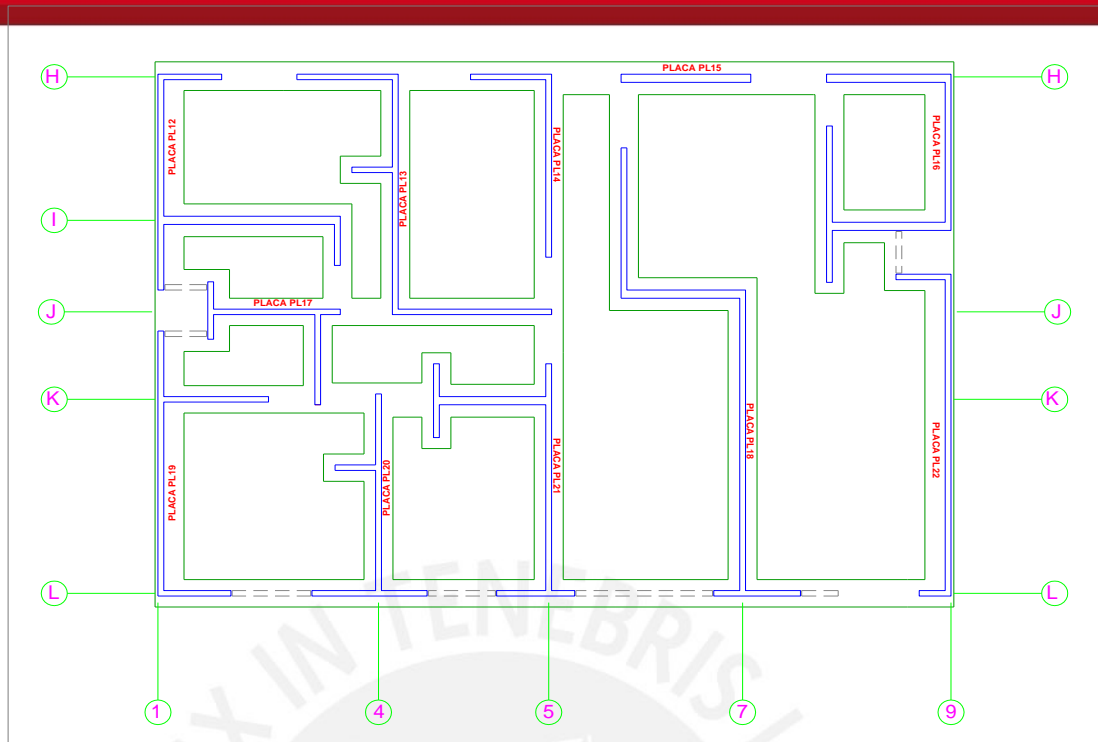
De manera preliminar se realizó un pre-dimensionamiento de los anchos del cimiento corrido, el análisis se hizo por cargas de gravedad. El muro más cargado tiene aproximadamente 17 ton/ml y con el esfuerzo admisible del terreno, obtenemos un ancho del cimiento corrido de 42cm por lo que usaremos 50cm de ancho.

Para efectos de sismo, como se ha mencionado antes, se tienen momentos importantes en la base de las placas, por lo que se optó por analizar el comportamiento del cimiento corrido de manera conjunta, es decir, conectándose entre ellos.

Los análisis a realizar se harán por cargas de gravedad y de sismo en las dos direcciones.

En la siguiente figura mostramos el cimiento de las placas y la forma en que han sido conectados.





**Figura 15.1.3.1-a: Vista en planta del cemento corrido.**

**Propiedades de la sección:**

Área:  $A = 51.68m^2$

Centroide:  $C_x = 6.50m$        $C_y = 5.24m$

Inercia:  $I_x = 510.80m^4$        $I_y = 964.45m^4$

A continuación se presenta el metrado de cargas de gravedad y de sismo en la base de las placas, esto es la suma de cargas de todas las placas que han sido conectadas mediante el cemento corrido.

**Cargas de gravedad (en servicio):**

Elemento	CM (ton)	CV (ton)	Mx cm (ton-m)	Mx cv (ton-m)	My cm (ton-m)	My cv (ton-m)
Placas	717.50	142.20	40.80	12.77	110.80	28.53
	859.70		53.58		139.33	

**Cargas de sismo en la dirección X-X:**

Elemento	$Pu_x$ (ton)	$Pser_x$ (ton)	$Mu_x$ (ton-m)	$Mser_x$ (ton-m)
Placas	163.90	131.12	2052.49	1641.99

**Cargas de sismo en la dirección Y-Y:**

Elemento	P <sub>uy</sub> (ton)	P <sub>ser<sub>y</sub></sub> (ton)	M <sub>uy</sub> (ton-m)	M <sub>ser<sub>y</sub></sub> (ton-m)
Placas	56.49	45.19	2151.70	1721.36

Con los datos obtenidos calculamos lo siguiente:

$$pp = 51.68 \times 0.6 \times 2.40 = 74.41 \text{ ton.}$$

$$p_{\text{terreno}} = (51.68 - 8.79) \times 0.4 \times 1.80 = 30.88 \text{ ton.}$$

$$\text{Carga total} = P = 859.70 + 74.41 + 30.88 = 964.95 \text{ ton.}$$

**A. Análisis por cargas de gravedad:**

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{964.95}{51.68} \pm \frac{53.58 \times 6.50}{964.45} \pm \frac{139.33 \times 5.24}{510.80} \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{actuante 1}} = 20.10 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Sí se cumple}$$

$$\sigma_{\text{actuante 2}} = 16.50 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Sí se cumple}$$

**B. Análisis con sismo en X-X:**

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{964.95 + 131.12}{51.68} \pm \frac{(53.58 + 1641.99) \times 6.50}{964.45} \pm \frac{139.33 \times 5.24}{510.80} \leq 1.3 \times 40$$

$$\sigma_{\text{actuante 1}} = 34.10 \leq 52 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Sí se cumple}$$

$$\sigma_{\text{actuante 2}} = 8.35 \leq 52 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Sí se cumple}$$

**C. Análisis con sismo en Y-Y:**

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{964.95 + 45.19}{51.68} \pm \frac{53.58 \times 6.50}{964.45} \pm \frac{(139.33 + 1721.36) \times 5.24}{510.80} \leq 1.3 \times 40$$

$$\sigma_{\text{actuante 1}} = 38.98 \leq 52 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Sí se cumple}$$

$$\sigma \text{ actuante } 2 = 0.11 \leq 52 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{ Sí se cumple}$$

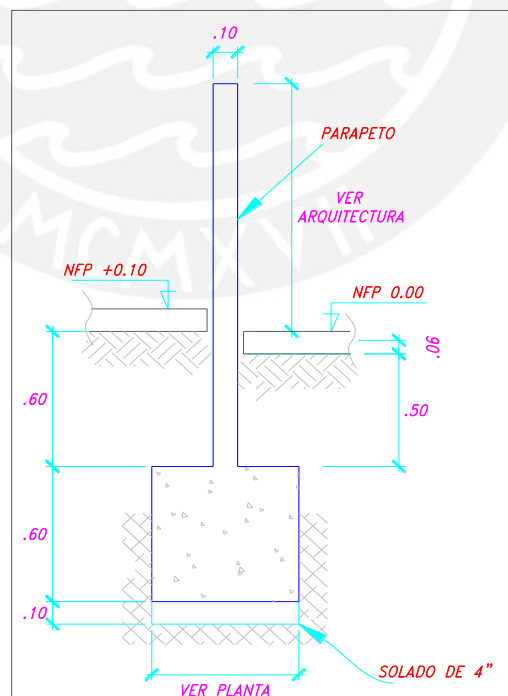
Como observamos que los esfuerzos actuantes están por debajo de los admisibles, entonces las dimensiones asignadas de manera preliminar del cimiento corrido son las adecuadas y nos muestra que el cimiento trabaja bien según la manera en que ha sido conectado.

De la misma manera se trabaja con el cimiento corrido de las placas de la parte superior de la estructura.

### 15.1.3.2 INTERACCIÓN CIMENTO-TERRENO

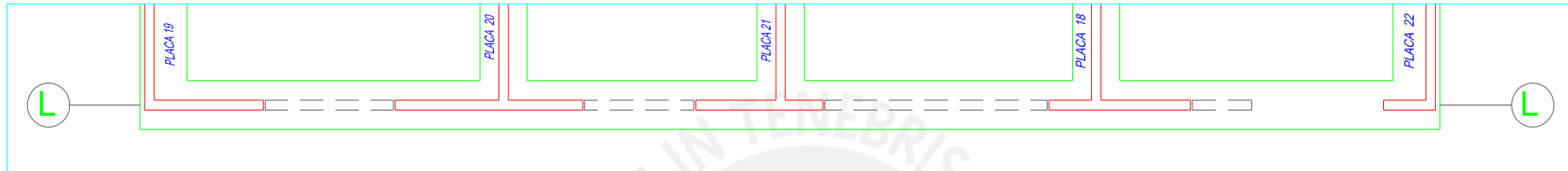
Una forma de modelar la interacción entre la estructura de cimentación y el terreno, es considerando al terreno como un número infinito de resortes, cuya rigidez se denomina Módulo de Balasto ( $K_0$ ), con lo cual estaríamos considerando desplazamientos verticales en el terreno (asentamientos).

Se tomará como ejemplo el análisis del Eje L del edificio, con el cual procederemos a explicar los pasos realizados hasta obtener el Momento Último que será usado para el diseño del cimiento.

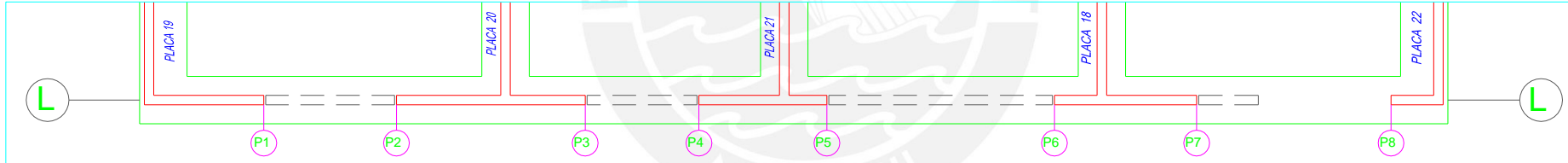


**Figura 15.1.3.2-a: Sección transversal del tramo a analizar.**

**Eje L:**



**Figura 15.1.3.2-b: Tramo del cimiento corrido a analizar.**



**Figura 15.1.3.2-c: Puntos críticos.**

El análisis se realizó con el programa SAP2000, donde se siguieron los siguientes pasos:

- Se modeló el cimiento corrido como elemento Shell, con un área en planta igual al ancho del cimiento por el largo del eje a analizar. Posteriormente se le asignó un espesor equivalente a la altura del cimiento corrido ( $h = 60\text{cm.}$ ).
- El análisis es por elementos finitos, por lo que se dividió el elemento Shell en áreas de 20cm de largo por 25cm de ancho.
- El coeficiente de Balasto que se considera para el terreno es igual a 20000 ton/m<sup>2</sup>/m, este valor corresponde a un suelo de grava gruesa con arena gruesa. Esta condición se modelará a través de resortes en los elementos área.
- Como se mencionó anteriormente, se tendrá asentamientos en el terreno, por lo tanto se asignarán apoyos de tal manera que sólo se restrinja los desplazamientos laterales (X e Y) y permita desplazamientos verticales.
- En cuanto a la carga a asignar, se tendrán cargas puntuales provenientes del metrado de las placas correspondientes y los momentos aplicados en dichas placas como producto del análisis sísmico. Adicionalmente se tendrá el peso de los tabiques.

A continuación se muestra las cargas aplicadas, correspondientes a los segmentos de placas que son parte del análisis y en la dirección X-X.

Placa	Cargas en servicio		Mom. sismo X-X (ton-m)
	CM (ton)	CV (ton)	
Placa 18	10.86	0.90	20.14
Placa 19	8.94	1.50	10.44
Placa 20	15.30	2.82	18.12
Placa 21	11.52	1.74	13.32
Placa 22	7.56	0.30	7.86

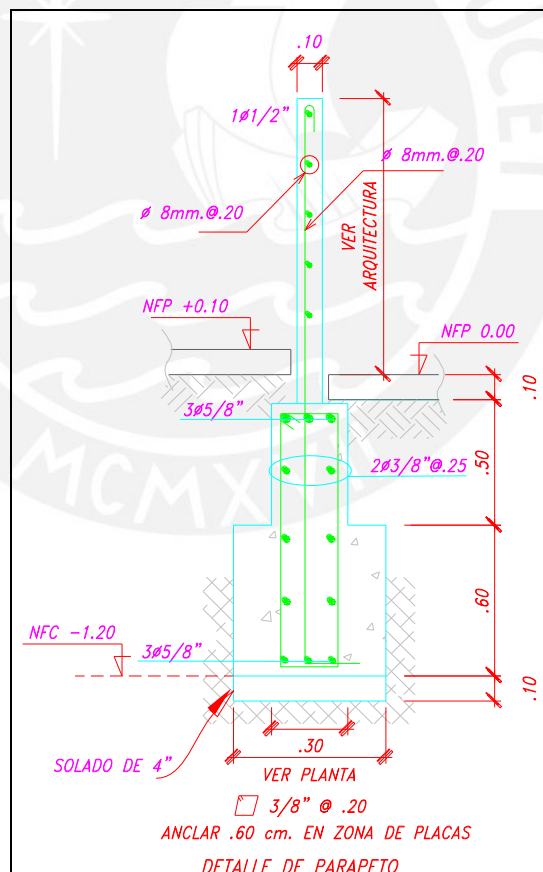
Con estos datos ingresados en la programa SAP2000 obtenemos como resultado los siguientes momentos en los puntos críticos indicados en la Figura 15.1.3.2-c. Con los cuales a su vez se procederá a realizar el diseño por flexión del cimiento corrido.

**A. DISEÑO POR FLEXIÓN**

Para el diseño se va a considerar una sección de 25cm. de ancho y 110cm. de altura. Con estas dimensiones se obtiene una  $A_{s\text{mín}} = 6.03 \text{ cm}^2$ . En la siguiente tabla tenemos los resultados del diseño.

Punto	Momento último (ton-m)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As colocado por tramos (cm <sup>2</sup> )
P1	3.95	1.05	3Ø5/8" Superior
P2	-10.02	2.58	3Ø5/8" Inferior
P3	8.01	2.06	3Ø5/8" Superior
P4	-2.73	0.70	3Ø5/8" Inferior
P5	4.37	1.12	3Ø5/8" Superior
P6	-7.15	1.83	3Ø5/8" Inferior
P7	5.45	3.40	3Ø5/8" Superior
P8	-2.30	0.60	3Ø5/8" Inferior

En la siguiente figura, se mostrará un corte del tramo comprendido entre los puntos 1 y 2, donde se indicará el As colocado.



**Figura 15.1.3.2-d: Acero colocado.**

De la misma manera se trabajará los tramos que requieran ser analizados.

- **Longitud de anclaje**

*Desarrollo de barras corrugadas sujetas a compresión:*

Según la Norma E.060, en el artículo 8, la longitud de desarrollo básica  $l_{db}$ , en centímetros, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = 0.08 \times d_b \times f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$l_d = 0.004 \times d_b \times f_y$$

$$l_d \geq 20\text{cm}$$

Con estas expresiones podemos calcular las longitudes mínimas de anclaje que deben tener las barras de los muros ancladas en los cimientos corridos. Estas son:

Diámetro	$l_d$ (cm)	$l_d$ (cm)	$l_d$ escogido (cm)
Φ 8mm	19	13	30
Φ 3/8 "	22	16	40
Φ 1/2 "	29	21	45
Φ 5/8 "	37	27	50
Φ 3/4 "	44	32	60

*Desarrollo de ganchos estándar en tracción:*

Todas las barras que terminen en ganchos estándar, deberán cumplir con las longitudes de desarrollo mínimas establecidas en la Norma E.060. Para ello tenemos:

$$l_{dg} = 318 \times d_b / \sqrt{f'_c}$$

$$l_{dg} \geq 8 d_b$$

$$l_{dg} \geq 15 \text{ cm.}$$

Diámetro	$l_{dg}$ (cm)	$l_{dg}$ (cm)	$l_{dg}$ escogido (cm)
Φ 8mm	18	6	30
Φ 3/8 "	26	8	35
Φ 1/2 "	28	10	40
Φ 5/8 "	35	13	45
Φ 3/4 "	42	15	50



## 15.2 DISEÑO DE LA CIMENTACION DE LA CAJA DE ASCENSOR

Las Placas del Ascensor se cimentaron sobre una zapata aislada, la cual se predimensionará y diseñará en este capítulo.

### 15.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

De igual manera como se trabajó con el cimiento corrido, se deberá verificar que se cumplan con las siguientes expresiones:

Para cargas de gravedad:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + pp}{Area} \pm \frac{MY}{Ix} \leq \sigma_{adm}$$

Para cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + pp}{Area} \pm \frac{MY}{Ix} \leq 1.3 \sigma_{adm}$$

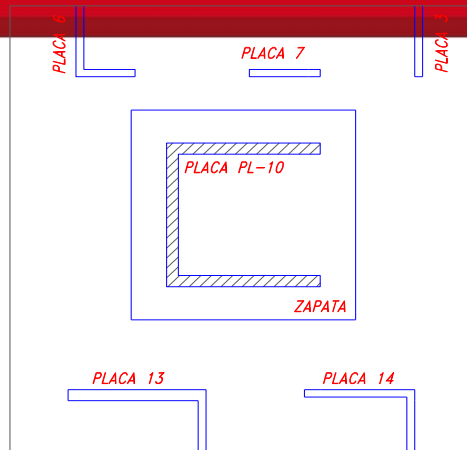
Se puede dar el caso donde  $MY/Ix$  sea mayor que  $(P + pp)/Area$ , de ser así, se estaría produciendo tracciones entre el suelo y el cimiento, lo cual no es posible, por lo tanto se deberá formar un rectángulo equivalente de presiones, de tal manera que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante.

El predimensionamiento de la zapata se hará bajo tres análisis, los cuales son:

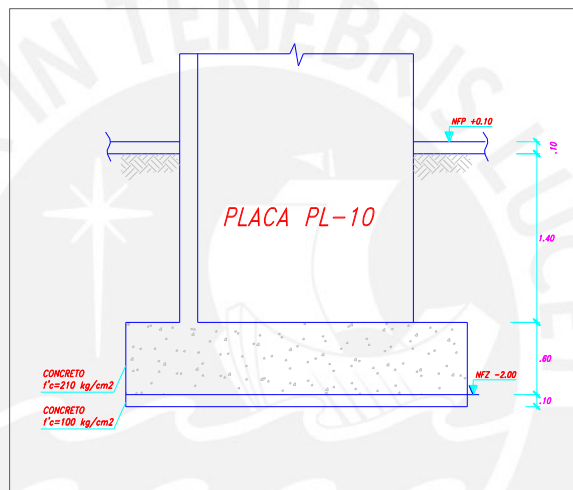
- Análisis por carga de gravedad
- Análisis por cargas de gravedad y sismo en x-x
- Análisis por cargas de gravedad y sismo en y-y

### 15.2.2 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

En la siguiente figura se puede apreciar la vista en planta de la zapata y posteriormente un corte en elevación.



**Figura 15.2.2-a: Vista en planta**



**Figura 15.2.2-b: Vista en elevación**

A continuación se muestra el metrado de cargas de gravedad, carga muerta y carga viva, para las placas del ascensor:

**CARGA MUERTA**

Muros	$2.4 \times 0.83 \times 2.55 \times 6$	30.57
	$2.4 \times 0.83 \times 1.80$	3.60
Muros (Cto. de máquinas)	$2.4 \times 0.62 \times 3.90$	5.83
Viga	$2.4 \times 0.20 \times 0.30 \times 2.80 \times 6$	2.42
Losa maciza	$2.4 \times 3.72 \times 0.15 \times 6$	8.04
	$2.4 \times 4.09 \times 0.20$	1.96
Piso terminado	$0.10 \times 26.41$	2.64

**Carga muerta = 55.06 ton**

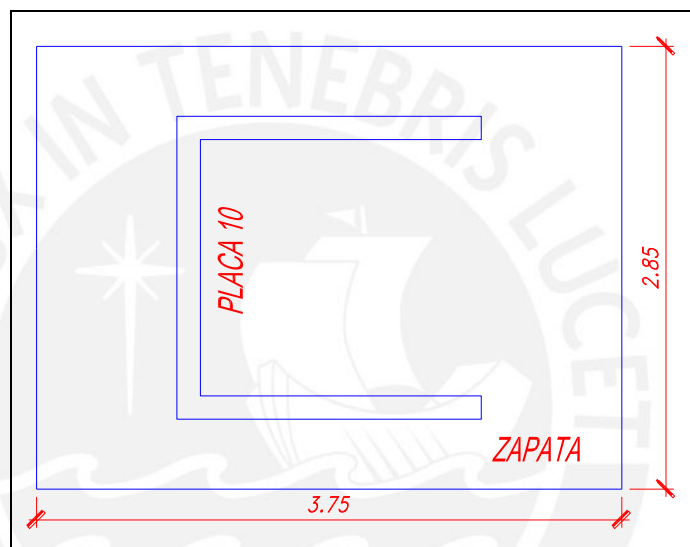
**CARGA VIVA**

Sobrecarga	$0.20 \times 3.72 \times 5$	3.72
	$0.10 \times 3.72 \times 1$	0.37
	$1.00 \times 4.09 \times 1$	4.09

***Carga viva = 8.18 ton***

Por lo tanto tenemos:  $Carga\ total = P = CM + CV = 63.24\ ton$

De manera preliminar se asignaron las siguientes dimensiones a la zapata:



Con estas dimensiones podemos calcular el peso propio de la zapata, así como también del terreno que se encuentra encima de ésta.

$$pp = 2.4 \times 2.85 \times 3.75 \times 0.6 = 15.39\ ton$$

$$pp\ terreno = 2 \times 6.89 \times 1.70 = 23.41\ ton$$

Haciendo el análisis por cargas de gravedad, se tiene:

$$\sigma\ actuante = \frac{63.24 + 15.39 + 23.41}{8.12} = 9.55\ ton/m^2$$

Por lo tanto sí se cumple que:

$$\sigma\ actuante = 9.55\ ton/m^2 < \sigma\ admisible = 40\ ton/m^2$$

15.2.3 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO EN X-X

A las cargas ya calculadas se le agregará las cargas internas obtenidas del Análisis Sísmico. Pero en este caso el sismo no ha generado más cargas verticales en la placa.

Momentos actuantes en la placa del ascensor.

Fuerza	My servicio (ton-m)
Carga muerta	5.30
Carga viva	0.83
Sismo x-x	126.27
Σ	132.40

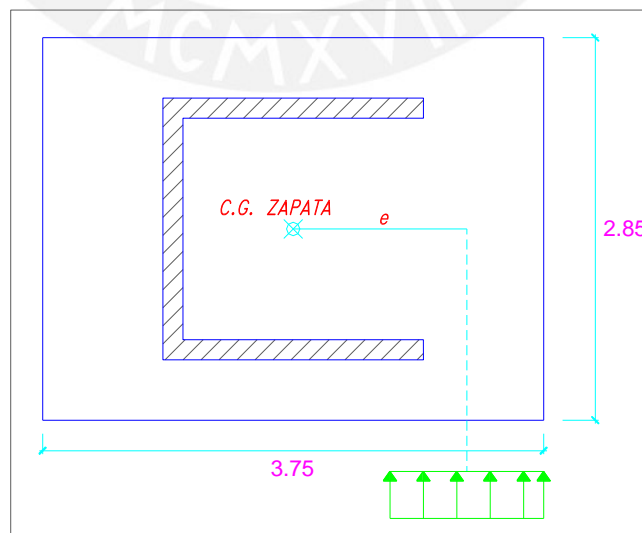
Con todos los datos obtenidos, se tiene:

$$\sigma_{actuante1} = \frac{102.04}{10.69} + \frac{6 \times 132.40}{3.75^2 \times 2.85} = 29.37 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{actuante2} = \frac{102.04}{10.69} - \frac{6 \times 132.40}{3.75^2 \times 2.85} = -10.28 \text{ ton/m}^2$$

Según los resultados se están generando tracciones entre la zapata y el terreno, lo cual no es posible, por lo tanto se formó un rectángulo de presiones, teniendo en cuenta que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante.

Entonces tenemos lo siguiente:



Para el sismo en x-x, el nuevo esfuerzo actuante será el siguiente:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2 \times L \times (B/2 - e)}$$

Donde:

$$P \text{ servicio} = 102.94 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{132.40}{102.04} = 1.29 \text{ m.}$$

$$L = 2.85 \text{ m.} \quad y \quad B = 3.75 \text{ m.}$$

Reemplazando los valores.

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{102.04}{2 \times 2.85 \times (3.75/2 - 1.29)} = 30.67 \text{ ton/m}^2$$

Sí se cumple que:

$$\sigma \text{ actuante} = 30.67 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \times \sigma \text{ admisible} = 52 \text{ ton/m}^2$$

#### 15.2.4 ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO EN Y-Y

De igual manera en cómo se trabajo para el sismo en la dirección x-x se hará para la dirección y-y.

Momentos actuantes en la placa del ascensor.

Fuerza	Mx servicio (ton-m)
Carga muerta	2.25
Carga viva	0.59
Sismo y-y	55.08
$\Sigma$	57.92

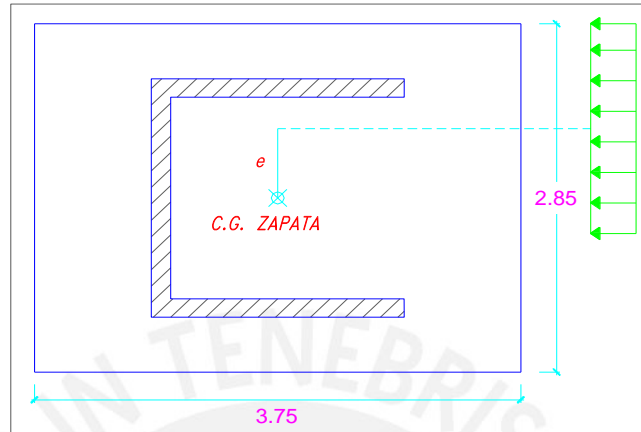
Con todos los datos obtenidos, se tiene:

$$\sigma \text{ actuante1} = \frac{102.04}{10.69} + \frac{6 \times 57.92}{2.85^2 \times 3.75} = 20.95 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ actuante2} = \frac{102.04}{10.69} - \frac{6 \times 57.92}{2.85^2 \times 3.75} = -1.86 \text{ ton/m}^2$$

Como obtenemos tracciones entre la zapata y el terreno, de igual manera que para el análisis en la dirección x-x, se formó un rectángulo de presiones, teniendo en cuenta que su centro de gravedad coincide con la ubicación de la resultante.

Entonces tenemos lo siguiente:



Para el sismo en y-y, el nuevo esfuerzo actuante será el siguiente.

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2 \times L \times (B/2 - e)}$$

Donde:

$$P \text{ servicio} = 102.04 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{57.92}{102.04} = 0.57 \text{ m.}$$

$$L = 3.75 \text{ m.} \quad \text{y} \quad B = 2.85 \text{ m.}$$

Reemplazando los valores.

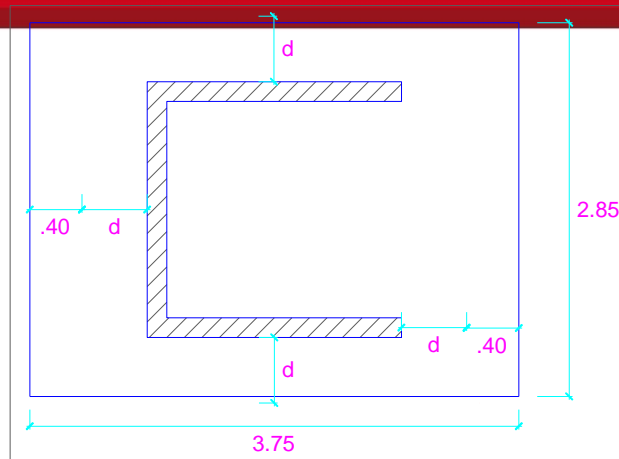
$$\sigma \text{ actuante} = \frac{102.04}{2 \times 3.75 \times (2.85/2 - 0.57)} = 15.87 \text{ ton/m}^2$$

Sí se cumple que.

$$\sigma \text{ actuante} = 15.87 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \times \sigma \text{ admisible} = 52 \text{ ton/m}^2$$

### 15.2.5 ANALISIS POR CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN

En la siguiente figura podemos observar que en dos lados de la zapata tenemos volados muy pequeños y no se llega a tener el efecto de cortante en una dirección ya que la distancia "d" cae fuera de los límites de la zapata.



Sólo se diseñara, por cortante en una dirección, el volado más grande, donde se tiene que cumplir la siguiente expresión:

$$\phi V_c > V_u$$

Donde:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

$$V_u = \sigma_u \times Y \times B$$

El valor de  $\sigma_u$  se obtiene amplificando la mayor presión actuante obtenida de los cálculos del análisis por cargas de gravedad y de sismo en la dirección x-x.

$$\sigma_u = 1.25 \times \sigma_{act} = 1.25 \times 30.67 = 38.34 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto en 1 ml, tenemos.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 1.00 \times (0.60 - 0.10) \times 10 = 32.64 \text{ ton}$$

$$V_u = 38.34 \times 0.40 \times 1.00 = 15.34 \text{ ton}$$

Sí se cumple que:

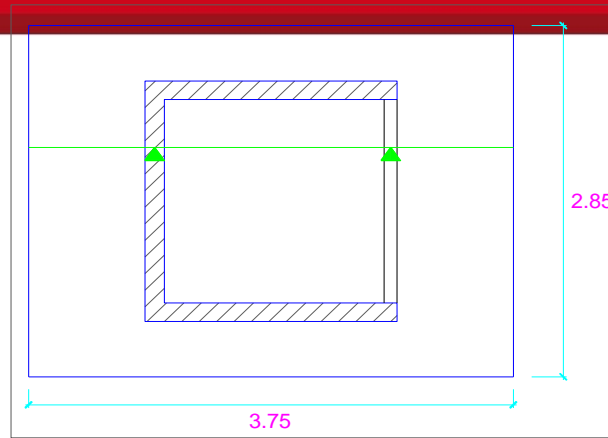
$$\phi V_c = 32.64 \text{ ton} > V_u = 15.34 \text{ ton}$$

### 15.2.6 DISEÑO POR FLEXION

El diseño por flexión dará como resultado el área de acero de refuerzo requerido ara que la zapata soporte los momentos flectores.

El diseño se hará en la dirección donde se tiene un mayor volado y se trabajará con una franja de 1m.



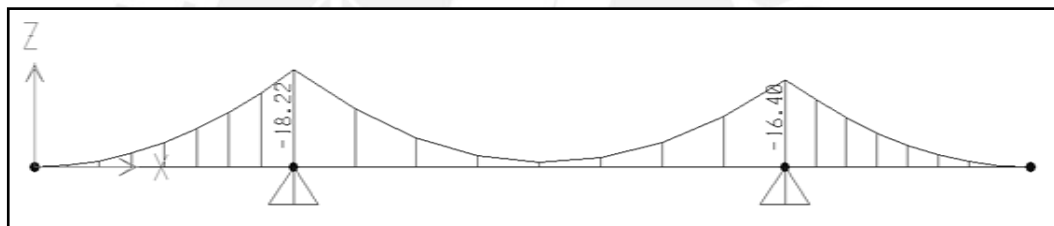


**Figura 15.2.6-a: Dirección a diseñar**

Para 1ml tenemos.

$$Wu = 1.25 \times \sigma_{act} \times 1.00 = 38.34 \text{ ton/m}$$

Como resultado tenemos el siguiente diagrama de momentos flectores:



Diseñando con el mayor momento (As inferior), obtenemos la siguiente As:

$$Mu = 18.22 \text{ ton} - m$$

$$Ku = 7.29 \quad \rho = 0.197\% \quad As = 9.87 \text{ cm}^2$$

Pero como cuantía mínima de acero para esta zapata, tenemos:

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Entonces se usará el As mín:  $As_{\text{colocado}} = \varnothing 3/4" @ 25\text{cm}.$

Esta cuantía de acero será colocada en las dos direcciones, tanto superior como inferior.

## 1 CONCLUSIONES

- Este sistema constructivo ha sido impulsado debido a la necesidad de tener viviendas a un menor costo, ya que con este sistema se puede mejorar los rendimientos al tener unidades repetitivas.
- Con respecto a este proyecto, la estructuración del edificio se realizó todo a base de Muros de Ductilidad Limitada, dándole una adecuada rigidez al edificio. Por la gran cantidad de muros en ambas direcciones, el valor de la deriva está muy por debajo del máximo permitido.
- Al realizar el predimensionamiento de las placas, considerando un análisis sísmico preliminar, se tuvo que aumentar el espesor de los muros en la dirección X-X, de 10cm a 15cm, con el fin de aumentar el área de corte y lograr que esté por debajo de la requerida.
- Adicionalmente se decidió separar la placa 5 (Eje D) de la placa 3 (Eje 6), debido a que absorbían momentos muy grande por la rigidez que representaban y de esta manera se logró reducir los esfuerzos en los muros. En los planos se puede apreciar que entre estas placas se tiene una junta de separación.
- Como se ha visto en el desarrollo de este trabajo, existe una importante abertura en la losa, en la zona de la escalera y ascensor, lo cual debilita la rigidez de la losa y ya no se podría hablar de una losa rígida en su plano. Por lo que se optó a realizar otro análisis, modelando la estructura como dos bloques independientes con sus respectivos diafragmas rígidos, conectados por una losa flexible de 20cm. Al comparar los resultados de ambos análisis se pudo concluir que al considerar la conexión flexible no se estaría produciendo cambios significativos y que la losa de 20cm de espesor se comporta muy similar al de una losa rígida.
- Con respecto al diseño de las placas, se puede apreciar que se encuentra gobernado prácticamente por los momentos flectores, ya que éstos son muy altos con respecto a las cargas verticales. Para el diseño por cortante, se realizó el diseño por capacidad, para evitar la falla frágil, donde la cortante última se calculó en base a los momentos nominales del diseño por flexión.
- En cuanto a la cimentación, se realizó mediante un sistema de cimientos corridos, los cuales han sido conectados ya que al tener grandes momentos flectores con respecto a las cargas verticales, se generaban excentricidades fuera del área de análisis.
- Debido a que las placas transmiten momentos flectores considerables al cimiento corrido, se realizó un análisis en el cual se consideró al terreno como un conjunto de resortes con su respectiva rigidez (Módulo de Balasto), permitiendo así asentamientos verticales. En este modelo se trabajó al cimiento como una viga sometida a momentos flectores.

**BIBLIOGRAFIA**

1. Título: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.  
Autor: Blanco Blasco, Antonio.  
Pie de Imprenta: Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1994
2. Título: Diseño de estructuras de concreto armado.  
Autor: Harmsen, Teodoro E.  
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Fondo Editorial, 2005
3. Título: Reglamento Nacional de Construcciones: Norma E.020: Norma de cargas.  
Pie de Imprenta: Lima, Junio 2006
4. Título: Reglamento Nacional de Construcciones: Norma E.030: Norma Sismo resistente.  
Pie de Imprenta: Lima, Junio 2006
5. Título: Reglamento Nacional de Construcciones: Norma E.050: Norma de suelos y cimentaciones.  
Pie de Imprenta: Lima, Junio 2006
6. Título: Reglamento Nacional de Construcciones: Norma E.060: Norma de concreto armado.  
Pie de Imprenta: Lima, Junio 2006
7. Título: Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.  
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
8. Título: Especificaciones normativas para el diseño sismo-resistente en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.  
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
9. Título: Apuntes del curso: Concreto Armado 1.  
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco.  
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2006
10. Título: Apuntes del curso: concreto armado 2.  
Autor: Blanco Blasco, Antonio.  
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería
11. Título: Apuntes del curso: ingeniería antisísmica 1.  
Autor: Muñoz Peláez, Alejandro.  
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.